Proyecto en Discusión Pública Nacional

ENERO 2024

Ministerio de Obras Públicas de la Nación
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Obras y Servicios

REGLAMENTO CIRSOC 201

REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

CIRSOC - Centro de Investigación
de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles

INTI Instituto Nacional de Tecnología Industrial

REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

EDICIÓN ENERO 2024

INTI CIRSOC

Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina
TEL: (54 11) 4779-3182 / 3183 / 3184

E-mail: cirsoc@inti.gob.ar
cirsoc@fm.gob.ar

INTERNET: www.inti.gob.ar/areas/servicios-industriales/construcciones-e-infraestructura/cirsoc

Primer Director Técnico (✝ 1980): **Ing. Luis María Machado**

Director Técnico: ***Ing. Daniel A. Ortega***

Área Técnica: ***Inga. Denise Y. Ruggiero***
Ing. Gabriel Barrios Viglioni
Sr. Joaquín Rocchi

Área de Apoyo: ***Lic. Mónica B. Krotz***
Sr. Néstor D. Corti
Srta. Sofía Montenegro

© 2024

Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.
Printed in Argentina.

INTI CIRSOC

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Secretaría de Vivienda y Hábitat de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Vial Federal
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización y Certificación
Techint
Acindar – Grupo Arcelor Mittal

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil
Federación Argentina de la Ingeniería Civil
Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesiones Afines de Salta
Asociación Argentina de Ensayos no Destructivos

Reconocimiento Especial

El ***INTI-CIRSOC*** agradece muy especialmente a las Autoridades del ***American Concrete Institute (ACI)*** por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento, la edición 2019 del documento "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", conocido como ***ACI 318-19***.

Agradecimientos

El Comité Ejecutivo del INTI-CIRSOC y su Dirección Técnica agradecen muy especialmente:

- Al Ing. Alberto Giovambattista y al Ing. Hugo J. Donini por su valiosa colaboración y dedicación, y por los aportes técnicos realizados a este Reglamento.

- Al Ing. Eduardo Asta por su colaboración en la revisión del Anexo I – "Anexo Local Argentino sobre Soldadura de Barras de Acero para Armaduras en Estructuras de Hormigón".

- A los/las Ingenieros/as Marcelo Cinalli, Débora Wainer, Paola Torrico, Diego García, Nicolás Slater y Juan Virga, por su colaboración en la revisión de los aceros para armaduras aplicados en este Reglamento.

- A los/las Ingenieros/as Denise Ruggiero, Solange Cipolla y Gabriel Barrios Viglioni, por su colaboración en la edición del presente documento.

ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DEL

REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

PROYECTO CIRSOC 201

Coordinador:

Ing. Raúl BERTERO

Integrantes:

Ing. Tomás del CARRIL
Ing. Francisco BISSIO
Ing. Victorio HERNÁNDEZ BALAT
Ing. Javier FAZIO

Metodología para el envío de observaciones, comentarios y sugerencias al

Proyecto de Reglamento CIRSOC 201-2024

Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón

en Discusión Pública Nacional
(1° de enero de 2024 – 31 de octubre de 2024)

Las observaciones, comentarios y sugerencias se deberán enviar a la Sede del CIRSOC, Av. Cabildo 65, Subsuelo Ala Savio (C1426AAA), C.A.B.A., hasta el 31 de octubre de 2024, siguiendo la metodología que a continuación se describe:

1. Se deberá identificar claramente el Capítulo que se analiza, como así también el artículo y párrafo que se observa.
2. Las observaciones se deberán acompañar de su fundamentación y de una redacción alternativa, con el fin de que los Coordinadores del Proyecto comprendan claramente el espíritu de las observaciones.
3. Las observaciones, comentarios y sugerencias deberán presentarse por escrito, firmadas y con aclaración de firma, y deberán enviarse por correo o entregarse en mano. Se solicita detallar Dirección, Teléfono, E-mail con el fin de facilitar la comunicación.
4. No se aceptarán observaciones enviadas por fax o e-mail, dado que estos medios no permiten certificar la autenticidad de la firma del autor de la observación.

Confiamos en que este Proyecto les interese y participen activamente en su Discusión Pública Nacional.

Gracias

INTRODUCCIÓN

Habiendo pasado casi 20 años desde la redacción de la versión actual del CIRSOC 201, esta nueva edición 2024 introduce numerosas actualizaciones que reflejan el avance del conocimiento consolidado sobre el hormigón estructural. Asimismo, una parte muy importante de la Tecnología del Hormigón se ha concentrado ahora en el nuevo Reglamento CIRSOC 200-2023 “Reglamento Argentino de Tecnología del Hormigón” que debe emplearse en forma complementaria con el CIRSOC 201-2024 en todo aquello en lo que no lo contradiga.

El CIRSOC 201-2024 contiene requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de hormigón estructural. Este Reglamento se desarrolló por medio de un proceso de consenso y cubre sistemas estructurales, elementos y conexiones, incluyendo ejecución total o parcial “in situ”, construcción prefabricada, hormigón simple, construcción pretensada y no pretensada. Dentro de los temas tratados se encuentran: diseño y construcción por resistencia, comportamiento en servicio y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y de reducción de resistencia; métodos de análisis estructural; límites de las flechas; anclaje(s) mecánico(s) y adherido(s) al hormigón; anclaje(s) y empalme(s) de armadura(s); información sobre los documentos de construcción; inspección en obra y ensayo de los materiales; y métodos para evaluar la resistencia de estructuras existentes. Este Reglamento no cubre las especificaciones especiales para el proyecto sismorresistente, el proyecto de las estructuras sismorresistentes de hormigón se debe realizar siguiendo los lineamientos especificados en el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - INPRES-CIRSOC 103 - Parte II: Construcciones de Hormigón Armado - 2024.

Respecto a su versión anterior, el CIRSOC 201-2024 presenta un reordenamiento de contenidos por “elementos” siguiendo un orden jerárquico en cuanto al camino de las cargas gravitacionales (losas, vigas, columnas, etc.). Cada uno de estos capítulos tiene una estructura interna muy similar que sigue el orden lógico del proceso de proyecto (predimensionamiento, cálculo y detallado, etc.) de modo de minimizar las referencias cruzadas y asegurar que se han cumplido todos los requisitos del Reglamento. Existen otros capítulos que pueden pensarse como subrutinas de un programa general en los que se concentran procesos comunes de dimensionamiento y verificación (dimensionamiento a flexión, corte, torsión, etc.).

Asimismo, y también en lo referente al formato, el texto del Reglamento está dividido en dos columnas; la columna izquierda corresponde a la parte reglamentaria (obligatoria) mientras que la columna derecha son Comentarios (no obligatoria) cuya finalidad es dar detalles relacionados con el desarrollo o sugerencias para el cumplimiento de los requisitos reglamentarios, el análisis de algunas consideraciones que se tuvieron en cuenta al redactar el Reglamento y citas a referencias bibliográficas complementarias.

INDICE

CAPÍTULO 1. CAMPO DE VALIDEZ Y DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

1.1. REQUISITOS MINIMOS 1

1.2. CAMPO DE VALIDEZ 1

1.2.10. Estructuras a las que no es de aplicación 4
1.2.11. Aplicación complementaria 5

1.3. INTERPRETACION 5

1.4. MATERIALES, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS NO CONTEMPLADOS EN ESTE REGLAMENTO 6

1.5. FIGURAS LEGALES MENCIONADAS EN ESTE REGLAMENTO 7

1.6. REGLAMENTOS, RECOMENDACIONES Y NORMAS DE APLICACIÓN 8

1.6.1. Reglamentos y Recomendaciones CIRSOC e INPRES-CIRSOC 8
1.6.2. Normas IRAM e IRAM-IAS 9

1.7. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA 9

1.7.1. Antecedentes 9
1.7.2. Materiales 10
1.7.3. Hipótesis del Proyecto Estructural 10
1.7.4. Autenticidad de la Documentación Inicial de Obra 10
1.7.5. Registros 10

1.8. ENSAYOS E INSPECCIÓN 12

1.9. DEFINICIONES, SIMBOLOGÍA Y GLOSARIO 12

1.10. UNIDADES 12

1.11. AYUDAS DE DISEÑO 12

CAPÍTULO 2. SIMBOLOGÍA GENERAL Y DEFINICIONES

2.1. CAMPO DE VALIDEZ 15

2.2. SIMBOLOGÍA GENERAL 15

2.3. DEFINICIONES 42

CAPÍTULO 3. NORMAS CITADAS

3.1. CAMPO DE VALIDEZ 69

3.2. NORMAS IRAM e IRAM-IAS 69

3.3. DOCUMENTOS INTERNACIONALES DE REFERENCIA 75

3.3.1 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) 75
3.3.2 American Concrete Institute (ACI) 76
3.3.3 American Society of Civil Engineers (ASCE) 77

CAPÍTULO 4. REQUISITOS PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES

4.1. ALCANCE 79

4.2. MATERIALES 79

4.3. CARGAS DE PROYECTO 79

4.4. SISTEMA ESTRUCTURAL Y TRAYECTORIAS DE CARGA 80

4.4.6. Sistema resistente ante fuerzas sísmicas 81
4.4.7 Diafragmas 81

4.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL 82

4.6. RESISTENCIA 82

4.7. COMPORTAMIENTO EN SERVICIO 83

4.8. DURABILIDAD 84

4.9. SOSTENIBILIDAD 84

4.10. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL 84

4.10.1. Generalidades 84
4.10.2. Requisitos mínimos de integridad estructural 84

4.11. RESISTENCIA AL FUEGO 85

4.12. REQUISITOS PARA TIPOS ESPECÍFICOS DE CONSTRUCCIÓN 85

4.12.1. Sistemas de hormigón prefabricado 85
4.12.2. Sistemas de hormigón pretensado 86
4.12.3. Elementos a flexión de hormigón compuesto 87
4.12.4 Sistemas de hormigón estructural simple 88

4.13. CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN 88

4.14. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES 88

CAPÍTULO 5. CARGAS

5.1. ALCANCE 89

5.2. GENERALIDADES 89

5.3. COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA 89

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1. ALCANCE 95

6.2. GENERALIDADES 95

6.2.5. Efectos de esbeltez 97

6.3. HIPÓTESIS PARA DEFINIR EL MODELO 100

6.3.1. Generalidades 100
6.3.2. Geometría de las vigas T 101

6.4. DISPOSICIÓN DE LA SOBRECARGA 102

6.5. MÉTODO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO PARA VIGAS CONTINUAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN NO PRETENSADAS 103

6.6. ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO DE PRIMER ORDEN 104

6.6.1. Generalidades 104
6.6.2. Modelos para elementos y sistemas estructurales 105
6.6.3. Propiedades de las secciones 105
6.6.4. Efectos de la esbeltez, método de amplificación de momentos 107
6.6.5 Redistribución de momentos en elementos continuos a flexión 113

6.7. ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN 115

6.7.1. Generalidades 115
6.7.2. Propiedades de la sección 116

6.8. ANÁLISIS INELÁSTICO 116

6.8.1. Generalidades 116

6.9. ACEPTACIÓN DE ANÁLISIS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS 117

CAPÍTULO 7 . LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

7.1. ALCANCE 119

7.2. GENERALIDADES 119

7.2.2. Materiales 119
7.2.3. Conexiones a otros elementos 119

7.3. LÍMITES DE DISEÑO 120

7.3.1. Espesor mínimo de la losa 120
7.3.2. Límites para las flechas calculadas 120
7.3.3. Límite para la deformación específica de la armadura en losas no pretensadas 121
7.3.4. Límites para las tensiones en losas pretensadas 121

7.4. RESISTENCIA REQUERIDA 121

7.4.1. Generalidades 121
7.4.2. Momento mayorado 121
7.4.3. Corte mayorado 121

7.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO 122

7.5.1. Generalidades 122
7.5.2. Momento 122
7.5.3. Corte 122

7.6. LÍMITES DE LA ARMADURA 123

7.6.1 Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas 123

7.6.2. Armadura mínima a flexión en losas pretensadas 123
7.6.3. Armadura mínima de corte 123
7.6.4. Armadura mínima para contracción y temperatura 124

7.7. DETALLES DE LA ARMADURA 125

7.7.1. Generalidades 125
7.7.2. Separación de la armadura 125
7.7.3. Armadura a flexión en losas no pretensadas 126
7.7.4. Armadura a flexión en losas pretensadas 128
7.7.5. Armadura de corte 128
7.7.6. Armadura de contracción y temperatura 128
7.7.7. Armadura de integridad estructural en losas en una dirección construidas in situ 129

CAPÍTULO 8. LOSAS EN DOS DIRECCIONES

8.1. ALCANCE 131

8.2. GENERALIDADES 131

8.2.6. Materiales 132
8.2.7. Conexiones a otros elementos 133

8.3. LÍMITES DE DISEÑO 133

8.3.1. Espesor mínimo de la losa 133
8.3.2. Límites para la flecha según cálculo 134
8.3.3. Límite de la deformación específica de la armadura en losas no pretensadas 135
8.3.4. Límites de las tensiones en losas pretensadas 135

8.4. RESISTENCIA REQUERIDA 135

8.4.1. Generalidades 135
8.4.2. Momento mayorado 137
8.4.3. Corte mayorado en una dirección 139
8.4.4. Corte mayorado en dos direcciones 139

8.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO 141

8.5.1. Generalidades 141
8.5.2. Momento 142
8.5.3. Corte 142
8.5.4. Aberturas en los sistemas de losas 142

8.6. LÍMITES DE ARMADURA 143

8.6.1. Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas 143
8.6.2. Armadura mínima a flexión en losas pretensadas 145

8.7. DETALLADO DE LA ARMADURA 147

8.7.1. Generalidades 147
8.7.2. Separación de la armadura para flexión 147
8.7.3. Restricciones en las esquinas de las losas 147
8.7.4. Armadura para flexión en losas no pretensadas 148
8.7.5. Armadura a flexión en losas pretensadas 150
8.7.6. Armadura de corte – Estribos 152
8.7.7. Armadura de corte – Pernos con cabeza 155

8.8. SISTEMA NERVURADO EN DOS DIRECCIONES NO PRETENSADAS 157

8.8.1. Generalidades 157
8.8.2. Sistema nervurados con aligeramientos estructurales 157
8.8.3. Sistema de nervaduras con otros aligeramientos 158

CAPÍTULO 9. VIGAS

9.1. ALCANCE 159

9.2. GENERALIDADES 159

9.2.1. Materiales 159
9.2.2. Conexión a otros elementos 159
9.2.3. Estabilidad 159
9.2.4. Sistema de vigas T 160

9.3. LÍMITES DE DISEÑO 161

9.3.1 Altura mínima de la viga 161
9.3.2. Límites de las flechas calculadas 161
9.3.3. Límite de la deformación específica de la armadura en vigas no pretensadas 162
9.3.4. Límites de las tensiones en vigas pretensadas 162

9.4. RESISTENCIA REQUERIDA 162

9.4.1. Generalidades 162
9.4.2. Momento mayorado 163
9.4.3. Corte mayorado 163
9.4.4. Torsión mayorada 164

9.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO 165

9.5.1. Generalidades 165
9.5.2. Momento 165
9.5.3. Corte 166
9.5.4. Torsión 166

9.6. LÍMITES DE LA ARMADURA 167

9.6.1. Armadura mínima para flexión en vigas no pretensadas 167
9.6.2. Armadura mínima para flexión en vigas pretensadas 168
9.6.3. Armadura mínima de corte 169
9.6.4. Armadura mínima para torsión 171

9.7. DETALLADO DE LA ARMADURA 171

9.7.1. Generalidades 171
9.7.2. Separación de la armadura 172
9.7.3. Armadura a flexión en vigas no pretensadas 172
9.7.4. Armadura a flexión en vigas pretensadas 176
9.7.5. Armadura longitudinal a torsión 177
9.7.6. Armadura transversal 178
9.7.7. Armadura de integridad estructural de vigas construidas in situ 181

9.8. SISTEMAS DE VIGUETAS EN UNA DIRECCIÓN NO PRETENSADAS 183

9.8.1. Generalidades 183
9.8.2. Sistemas de viguetas con rellenos estructurales 183
9.8.3. Sistemas de viguetas con otros rellenos 184

9.9. VIGAS DE GRAN ALTURA 184

9.9.1. Generalidades 184
9.9.2. Limites dimensionales 184
9.9.3. Límites de la armadura 184
9.9.4. Detallado de la armadura 185

CAPÍTULO 10. COLUMNAS

10.1. ALCANCE 187

10.2. GENERALIDADES 187

10.2.1. Materiales 187
10.2.2. Conexión con otros elementos 187

10.3. LÍMITES DE DISEÑO 187

10.3.1. Límites dimensionales 187

10.4. RESISTENCIA REQUERIDA 188

10.4.1. Generalidades 188
10.4.2. Fuerza axial y momento mayorados 188

10.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO 189

10.5.1. Generalidades 189
10.5.2. Fuerza axial y momento 189
10.5.3. Corte 189
10.5.4. Torsión 189

10.6. LÍMITES DE LA ARMADURA 190

10.6.1. Armadura longitudinal mínima y máxima 190
10.6.2. Armadura mínima para corte 190

10.7. DETALLES DE LA ARMADURA 190

10.7.1. Generalidades 190
10.7.2. Separación de la armadura 191
10.7.3. Armadura longitudinal 191
10.7.4. Barras longitudinales dobladas por cambio de sección 191
10.7.5. Empalmes de la armadura longitudinal 191
10.7.6. Armadura transversal 194

CAPÍTULO 11. TABIQUES

11.1. ALCANCE 197

11.2. GENERALIDADES 197

11.2.1. Materiales 197
11.2.2. Conexión a otros elementos 198
11.2.3. Distribución de la carga 198
11.2.4. Elementos que intersectan el tabique 198

11.3. LÍMITES DE DISEÑO 198

11.3.1. Espesor mínimo de tabiques 198

11.4. RESISTENCIA REQUERIDA 199

11.4.1. Generalidades 199
11.4.2. Fuerza axial y momento mayorados 200
11.4.3. Corte mayorado 200

11.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO 200

11.5.1. Generalidades 200
11.5.2. Carga axial y flexión dentro y fuera del plano 200
11.5.3. Carga axial y flexión fuera del plano – método simplificado de diseño 200
11.5.4. Esfuerzo de corte en el plano del tabique 202
11.5.5. Corte fuera del plano 203

11.6. LÍMITES DE LA ARMADURA 203

11.7. DETALLES DE LA ARMADURA 204

11.7.1. Generalidades 204
11.7.2. Separación de la armadura longitudinal 204
11.7.3. Separación de la armadura transversal 205
11.7.4. Arriostramiento lateral de la armadura longitudinal 205
11.7.5. Armadura alrededor de aberturas 205

11.8. MÉTODO ALTERNATIVO PARA EL ANÁLISIS FUERA DEL PLANO DE TABIQUES ESBELTOS 205

11.8.1. Generalidades 205
11.8.2. Modelación 206
11.8.3. Momento mayorado 206
11.8.4. Desplazamiento fuera del plano – cargas de servicio 207

CAPÍTULO 12. DIAFRAGMAS

12.1. ALCANCE 209

12.2. GENERALIDADES 209

12.2.3. Materiales 211

12.3. LÍMITES DE DISEÑO 211

12.3.1. Espesor mínimo de diafragmas 211

12.4. RESISTENCIA REQUERIDA 212

12.4.1. Generalidades 212
12.4.2. Modelación y análisis del diafragma 212

12.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO 215

12.5.1 Generalidades 215
12.5.2. Momento y fuerza axial 216
12.5.3. Corte 218
12.5.4. Colectores 220

12.6. LÍMITES DE LA ARMADURA 222

12.7. DETALLES DE LA ARMADURA 222

12.7.1. Generalidades 222
12.7.2. Separación de la armadura 223
12.7.3. Armadura de diafragmas y colectores 223

CAPÍTULO 13. FUNDACIONES

13.1. ALCANCE 225

13.2. GENERALIDADES 226

13.2.2. Conexión a otros elementos 227
13.2.3. Efectos sísmicos 227
13.2.4. Plateas de fundación 227
13.2.5. Hormigón simple 227
13.2.6. Criterio de diseño 227
13.2.7. Secciones críticas para fundaciones superficiales y cabezales de pilotes 229
13.2.8. Anclaje de la armadura en fundaciones superficiales y cabezales de pilotes 230

13.3. FUNDACIONES SUPERFICIALES 231

13.3.1. Generalidades 231
13.3.2. Fundaciones superficiales en una dirección 231
13.3.3. Bases aisladas en dos direcciones 231
13.3.4. Bases combinadas en dos direcciones y plateas de fundación 232
13.3.5. Muros como vigas sobre el terreno 232
13.3.6. Componentes de muros de contención en voladizo 232

13.4. FUNDACIONES PROFUNDAS 233

13.4.1. Generalidades 233
13.4.2. Resistencia axial admisible 233
13.4.3. Cálculo por resistencia 235
13.4.4. Fundaciones profundas construidas in situ 235
13.4.5. Pilotes de hormigón prefabricado 236
13.4.6. Cabezales de pilotes 237

CAPÍTULO 14. HORMIGÓN SIMPLE

14.1. ALCANCE 239

14.2. GENERALIDADES 239

14.2.1. Materiales 239
14.2.2. Conexiones a otros elementos 240
14.2.3. Prefabricados 240

14.3. LÍMITES DE DISEÑO 240

14.3.1. Tabiques de carga 240
14.3.2. Zapatas 241
14.3.3. Pedestales 241
14.3.4. Juntas de contracción y dilatación 241

14.4. RESISTENCIA REQUERIDA 242

14.4.1. Generalidades 242
14.4.2. Tabiques 242
14.4.3. Zapatas 242

14.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO 244

14.5.1. Generalidades 244
14.5.2. Flexión 245
14.5.3. Compresión axial 245
14.5.4. Flexión y carga axial de compresión 245
14.5.5. Corte 246
14.5.6. Aplastamiento 246

14.6. DETALLES DE LA ARMADURA 246

CAPÍTULO 15. NUDOS VIGA-COLUMNA Y LOSA-COLUMNA

15.1. ALCANCE 247

15.2. GENERALIDADES 247

15.3. DETALLE DE LOS NUDOS 248

15.3.1. Armadura transversal en nudos viga-columna 248
15.3.2. Armadura transversal en nudos losa-columna 249
15.3.3. Armadura longitudinal 249

15.4. REQUISITOS DE RESISTENCIA PARA NUDOS VIGA-COLUMNA 249

15.4.1. Resistencia requerida al corte 249
15.4.2. Resistencia de cálculo al corte 250

15.5. TRANSMISIÓN DE LA FUERZA AXIAL DE LA COLUMNA A TRAVÉS DEL SISTEMA DE ENTREPISO 251

CAPÍTULO 16. CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS

16.1. ALCANCE 253

16.2. CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS 253

16.2.1. Generalidades 253
16.2.2. Resistencia requerida 254
16.2.3. Resistencia de cálculo 255
16.2.4. Resistencia mínima de las conexiones y requisitos mínimos de los estribos cerrados de integridad 255
16.2.5 .Requisitos para estribos cerrados de integridad en estructuras con tabiques portantes de hormigón prefabricado que tengan tres o más pisos de altura 256
16.2.6. Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo 258

16.3. CONEXIONES A FUNDACIONES 259

16.3.1. Generalidades 259
16.3.2. Resistencia requerida 260
16.3.3. Resistencia de cálculo 260
16.3.4. Armadura mínima para las conexiones entre elementos hormigonados in situ y la fundación 261
16.3.5. Detalles para las conexiones entre elementos hormigonados in situ y la fundación 261

16.3.6. Detalle de las conexiones entre elementos prefabricados y la fundación 262

16.4. TRANSFERENCIA DEL ESFUERZO DE CORTE HORIZONTAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN COMPUESTO SUJETOS A FLEXIÓN 262

16.4.1. Generalidades 262
16.4.2. Resistencia requerida 262
16.4.3. Resistencia de cálculo 262
16.4.4. Resistencia nominal a corte horizontal 263
16.4.5. Método alternativo para determinar la resistencia de cálculo para corte horizontal 263
16.4.6. Armadura mínima para transferir el corte horizontal 264
16.4.7. Detalle de armado para transferir el corte horizontal 264

16.5. MÉNSULAS CORTAS 265

16.5.1. Generalidades 265
16.5.2. Límites dimensionales 266
16.5.3. Resistencia requerida 267
16.5.4. Resistencia de cálculo 267
16.5.5. Límites de la armadura 268
16.5.6. Detalle de la armadura 268

CAPÍTULO 17. ANCLAJE AL HORMIGÓN

17.1. ALCANCE 271

17.2. GENERALIDADES 272

17.2.4. Factor de modificación para hormigón liviano, λ_a 273

17.3. LÍMITES DEL DISEÑO 273

17.4. RESISTENCIA REQUERIDA 275

17.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO 275

17.6. RESISTENCIA A LA TRACCIÓN 285

17.6.1. Resistencia del acero en anclajes en tracción, N_{sa} 285
17.6.2. Resistencia al desprendimiento del hormigón de anclajes en tracción, N_{cb} 286
17.6.3. Resistencia al arrancamiento en tracción de un solo anclaje pre-instalado o un solo anclaje post-instalado de expansión, de tornillo o de sobreperforación en su base, N_{pn} 293
17.6.4. Resistencia al descascaramiento lateral del hormigón para anclajes con cabeza en tracción, N_{sb} 294
17.6.5. Resistencia a la falla por adherencia de anclajes adhesivos en tracción, N_a o N_{ag} 295

17.7. RESISTENCIA AL CORTE 301

17.7.1. Resistencia del acero del anclaje sometido a corte, V_{sa} 301
17.7.2. Resistencia al desprendimiento del hormigón de anclajes a corte, V_{cb} 301
17.7.3. Resistencia al arrancamiento del hormigón por cabeceo del anclaje en corte, V_{cp} o V_{cpg} 310

17.8. INTERACCIÓN TRACCIÓN-CORTE 310

17.9. DISTANCIAS AL BORDE, SEPARACIÓN Y ESPESOR, PARA INHIBIR LAS FALLAS POR HENDIMIENTO 311

17.10. REQUISITOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ANCLAJES 313

17.11. DISPOSITIVOS CON LLAVES DE CORTE 313

17.11.1. Generalidades 313
17.11.2. Resistencia al aplastamiento en corte de dispositivos con llaves de corte, $V_{brg,sl}$ 316
17.11.3 Resistencia al desprendimiento del hormigón de la llave de corte, $V_{cb,sl}$ 318

CAPÍTULO 18. ESPECIFICACIONES ESPECIALES PARA EL PROYECTO SISMORRESISTENTE

CAPÍTULO 19 . ESPECIFICACIONES POR DURABILIDAD Y RESISTENCIA

19.1. REQUISITOS GENERALES 323

19.2. REQUISITOS POR RESISTENCIA 324

19.2.1. Resistencia especificada a la compresión 324
19.2.2. Módulo de elasticidad 325
19.2.3. Módulo de rotura 326
19.2.4. Hormigón liviano 326

19.3. REQUISITOS POR DURABILIDAD 327

19.3.1. Requisitos generales 328
19.3.2. Requisitos del Proyecto Estructural 329
19.3.3. Requisitos de ejecución 330
19.3.4. Clasificación del medio ambiente 331
19.3.5. Sustancias agresivas al hormigón contenidas en aguas y suelos en contacto con las estructuras 334
19.3.6. Medio ambiente agresivo 335
19.3.7. Contenido máximo de sulfatos en los agregados componentes del hormigón 336
19.3.8. Contenidos máximos de cloruros en el hormigón 336
19.3.9. Agresividad por sulfatos 337
19.3.10. Agresividad por ácido biogénico 337
19.3.11. Medidas especiales de protección en ambientes con agresividad química 337
19.3.12. Hormigón expuesto a congelación y deshielo 337
19.3.13. Resistencia a la corrosión por carbonatación del hormigón del recubrimiento de la armadura 337
19.3.14. Resistencia a la corrosión de la armadura en ambiente con cloruros 338
19.3.15. Coeficiente de succión capilar y penetración de agua 338
19.3.16. Reacción álcali – agregado (RAA) 338
19.3.17. Requerimientos prestacionales. Disposiciones complementarias 338

19.4. REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGONES CON EXIGENCIAS PARTICULARES 339

19.5. REQUISITOS DE DURABILIDAD PARA EL MORTERO DE INYECCIÓN 339

CAPÍTULO 20. ARMADURA DE ACERO PROPIEDADES, DURABILIDAD Y ELEMENTOS EMBEBIDOS

20.1. CAMPO DE VALIDEZ 341

20.2. BARRAS, ALAMBRES Y MALLAS DE ACERO NO PRETENSADOS 341

20.2.0. Simbología 341
20.2.1. Propiedades de los materiales 342
20.2.2. Propiedades para el Proyecto Estructural 346

20.3. CORDONES, ALAMBRES Y BARRAS PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PRETENSADO 347

20.3.2. Propiedades de diseño 354

20.4. PERNOS CON CABEZA PARA ARMADURA DE CORTE 357

20.5. DISPOSICIONES PARA LA DURABILIDAD DEL ACERO DE LA ARMADURA 357

20.5.1. Recubrimiento especificado de hormigón 357
20.5.2. Armadura recubierta no pretensada 364
20.5.3. Protección contra la corrosión de la armadura de pretensado no adherida 364
20.5.4. Protección contra la corrosión para cordones con mortero de inyección 365
20.5.5. Protección contra la corrosión para anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de postensado 365
20.5.6. Protección contra la corrosión para cordones externos postensados 365

20.6. ELEMENTOS EMBEBIDOS 366

CAPÍTULO 21. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

21.1. ALCANCE 367

22.2. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL Y CONEXIONES 367

CAPÍTULO 22. RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS

22.1. ALCANCE 375

22.2. HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA RESISTENCIA A FLEXIÓN Y A CARGA AXIAL 375

22.2.1. Equilibrio y compatibilidad de deformaciones 375
22.2.2. Hipótesis de cálculo para el hormigón 376
22.2.3. Hipótesis de cálculo para armaduras no pretensadas 377
22.2.4. Hipótesis de cálculo para armaduras pretensadas 377

22.3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN 378

22.3.1. Generalidades 378
22.3.2. Elementos de hormigón pretensado 378
22.3.3. Elementos de hormigón compuestos 378

22.4. RESISTENCIA AXIAL O RESISTENCIA A FLEXIÓN Y RESISTENCIA AXIAL COMBINADAS 379

22.4.1. Generalidades 379
22.4.2. Resistencia axial máxima a compresión 379
22.4.3. Resistencia axial a tracción máxima 380

22.5. RESISTENCIA A CORTE EN UNA DIRECCIÓN 380

22.5.1. Generalidades 380
22.5.2. Hipótesis geométricas 382
22.5.3. Límites a la resistencia de los materiales 382
22.5.4. Elementos compuestos de hormigón 382
22.5.5. V_c para elementos no pretensados 383
22.5.6. V_c para elementos pretensados 384
22.5.7. V_c para elementos pretensados en regiones de fuerza de pretensado reducida 387

22.5.8. Armadura para corte en una dirección 388

22.6. RESISTENCIA A CORTE EN DOS DIRECCIONES 390

22.6.1. Generalidades 391
22.6.2. Altura efectiva 391
22.6.3. Límites a la resistencia de los materiales 392
22.6.4. Secciones críticas para elementos en dos direccione 392
22.6.5. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por el hormigón en elementos sin armadura de corte 395
22.6.6. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por el hormigón en elementos con armadura de corte 397
22.6.7. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por estribos con una o varias ramas 399
22.6.8. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por pernos con cabeza 399

22.7. RESISTENCIA A TORSIÓN 400

22.7.1. Generalidades 401
22.7.2. Límites a la resistencia de los materiales 401
22.7.3. Momento torsor mayorado 402
22.7.4. Umbral de torsión 403
22.7.5. Torsión de fisuración 404
22.7.6. Resistencia a torsión 405
22.7.7. Límites para secciones transversales 407

22.8. APLASTAMIENTO 408

22.8.1. Generalidades 408
22.8.2. Resistencia requerida 409
22.8.3. Resistencia de cálculo 409

22.9. CORTE POR FRICCIÓN 410

22.9.1. Generalidades 410
22.9.2. Resistencia requerida 411
22.9.3. Resistencia de cálculo 411
22.9.4. Resistencia nominal a corte 412
22.9.5. Detalles de armaduras para corte por fricción 414

CAPÍTULO 23. MÉTODO PUNTAL-TENSOR

23.1. ALCANCE 415

23.2. GENERALIDADES 416

23.3. RESISTENCIA DE CÁLCULO 422

23.4. RESISTENCIA DE LOS PUNTALES 422

23.5. ARMADURA DISTRIBUIDA MÍNIMA 424

23.6. DETALLADO DE LA ARMADURA DEL PUNTAL 426

23.7. RESISTENCIA DE LOS TENSORES 426

23.8. DETALLADO DE LA ARMADURA DE LOS TENSORES 427

23.9. RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES 428

23.10. NODOS CON BARRAS CURVAS 429

23.11. DISEÑO SISMORRESISTENTE USANDO EL MODELO PUNTAL-TENSOR 432

CAPÍTULO 24. REQUISITOS DE COMPORTAMIENTO EN SERVICIO

24.1. ALCANCE 433

24.2. FLECHAS DEBIDAS A CARGAS GRAVITACIONALES EN SERVICIO 433

24.2.3. Cálculo de flechas inmediata 434
24.2.4. Cálculo de flechas dependientes del tiempo 436
24.2.5. Cálculo de las flechas de construcción en hormigón compuesto 438

24.3. DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA A FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN 438

24.4. ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA 440

24.4.3. Armadura no pretensada 441
24.4.4. Armadura de pretensado 442

24.5. TENSIONES ADMISIBLES EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN PRETENSADOS SOMETIDOS A FLEXIÓN 442

24.5.1. Generalidades 442
24.5.2. Clasificación de los elementos pretensados sometidos a flexión 443
24.5.3. Tensiones admisibles en el hormigón después de la aplicación del pretensado 444
24.5.4. Tensiones admisibles en el hormigón sometido a compresión bajo cargas de servicio 445

CAPÍTULO 25. DETALLES DE ARMADO

25.1. ALCANCE 447

25.2. SEPARACIÓN MÍNIMA DE LAS ARMADURAS 447

25.3. GANCHOS NORMALES Y DIÁMETRO MÍNIMO DEL MANDRIL DE DOBLADO 449

25.4. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS 451

25.4.1. Generalidades 451
25.4.2. Anclaje de barras conformadas y alambres conformados en tracción 452
25.4.3. Anclaje de ganchos normales en tracción 455
25.4.4. Anclaje de barras conformadas con cabeza en tracción 458
25.4.5. Anclaje de las barras conformadas ancladas mecánicamente en tracción 463
25.4.6. Anclaje de malla de acero soldada de alambres conformados en tracción 463
25.4.7. Anclaje de malla de acero soldada de alambres liso a tracción 464
25.4.8. Anclaje de cordones de siete alambres pretesados a tracción 465
25.4.9. Anclaje de barras conformadas y alambres conformados a compresión 467
25.4.10. Reducción de la longitud de anclaje por exceso de armadura 467

25.5. EMPALMES 468

25.5.1. Generalidades 468
25.5.2. Longitudes de empalme por yuxtaposición de barras y alambres conformados a tracción 469
25.5.3. Longitud de empalme por yuxtaposición a tracción de malla de acero soldada de alambres conformados 470
25.5.4. Longitud de empalme por yuxtaposición de malla de acero soldada de alambres lisos a tracción 471
25.5.5. Longitud de empalme por yuxtaposición de barras conformadas a compresión 472

25.5.6. Empalmes a tope de barras conformadas a compresión 473
25.5.7. Empalmes soldados y mecánicos de barras conformadas en tracción o compresión 473

25.6. PAQUETES DE BARRAS 474

25.6.1. Armadura no pretensada 474
25.6.2. Vainas de postensado 475

25.7. ARMADURA TRANSVERSAL 475

25.7.1. Estribos de vigas 475
25.7.2. Estribos de columnas 479
25.7.3. Zunchos en espiral 482
25.7.4. Estribos cerrados de confinamiento 484

25.8. DISPOSITIVOS DE ANCLAJE Y ACOPLAMIENTO PARA POSTENSADO 484

25.9. ZONAS DE ANCLAJE PARA CORDONES POSTESADOS 485

25.9.1. Generalidades 485
25.9.2. Resistencia requerida 487
25.9.3. Zona local 487
25.9.4. Zona general 488
25.9.5. Detalles de armado 494

CAPÍTULO 26. DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN

26.1. ALCANCE 495

26.2. CRITERIO DE PROYECTO 496

26.2.1. Información sobre el diseño 496
26.2.2. Requisitos de construcción a cumplir 496

26.3. INFORMACIÓN SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 496

26.3.1. Información sobre el diseño 496
26.3.2. Requisitos de construcción a cumplir 497

26.4. REQUISITOS PARA LOS MATERIALES Y MEZCLAS DE HORMIGÓN 497

26.4.1. Materiales del hormigón 497
26.4.2. Requisitos para las mezclas de hormigón 498
26.4.3. Dosificación de las mezclas de hormigón 503
26.4.4. Documentación de las características de la mezcla de hormigón 505

26.5. ELABORACIÓN Y COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN 505

26.5.1. Elaboración del hormigón 505
26.5.2. Colocación y compactación del hormigón 506
26.5.3. Curado 506
26.5.4. Requisitos para clima frío 506
26.5.5. Requisitos para clima cálido 506
26.5.6. Juntas de construcción, contracción y dilatación 506
26.5.7. Construcción de los elementos de hormigón 508

26.6. MATERIALES DE ARMADURA Y REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN 509

26.6.1. Generalidades 509
26.6.2. Colocación 510

26.6.3. Doblado 512
26.6.4. Soldadura 513

26.7. ANCLAJE AL HORMIGÓN 514

26.7.1. Información sobre el diseño 514
26.7.2. Requisitos de construcción a cumplir 516

26.8. CAÑERÍAS EMPOTRADAS 517

26.8.1. Información sobre el diseño 517
26.8.2. Requisitos de construcción a cumplir 517

26.9. REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PREFABRICADO 518

26.9.1. Información sobre el diseño 518
26.9.2. Requisitos de construcción a cumplir 519

26.10. REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PRETENSADO 519

26.10.1. Información sobre el diseño 519
26.10.2. Requisitos de construcción a cumplir 520

26.11. CIMBRAS Y ENCOFRADOS 522

26.11.1. Diseño de las cimbras y encofrados 522
26.11.2. Descimbrado y desencofrado 523

26.12. EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL HORMIGÓN ENDURECIDO 525

26.13. INSPECCIÓN 525

26.13.1. Generalidades 525
26.13.2. Registros de inspección 526
26.13.3. Elementos que requieren inspección 527

CAPÍTULO 27. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

27.1. ALCANCE 529

27.2. GENERALIDADES 529

27.3. EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA RESISTENCIA 530

27.3.1. Verificación de la condición existente 530
27.3.2. Factores de reducción de resistencia 531

27.4. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA MEDIANTE PRUEBAS DE CARGA 532

27.4.6. Disposición de la carga de prueba y factores de carga 532

27.5. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA DE CARGA MONOTÓNICA 533

27.5.1. Aplicación de la carga de prueba 533
27.5.2. Mediciones de la respuesta 534
27.5.3. Criterio de aceptación 534

27.6. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA DE CARGA CÍCLICA 536

ANEXO I – ANEXO LOCAL ARGENTINO SOBRE SOLDADURA

BIBILIOGRAFÍA

GLOSARIO UNIFICADO DE TÉRMINOS UTILIZADOS EN TRADUCCIONES DE DOCUMENTOS DEL ACI GLOSARIO "INGLÉS-ESPAÑOL"

TABLA PRÁCTICA DE CONVERSIÓN DE UNIDADES AL SISTEMA INTERNACIONAL DE MEDIDAS (SI)

CAPÍTULO 1. CAMPO DE VALIDEZ Y DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

1.1. REQUISITOS MÍNIMOS

C 1.1. REQUISITOS MÍNIMOS

Este ***Reglamento Nacional de Seguridad***, establece los requisitos mínimos para el ***Proyecto, Construcción y Evaluación de las estructuras de hormigón sin armar, armado y pretensado***, las que deben ser capaces de resistir las acciones previstas durante los períodos de construcción y de servicio, ofreciendo la seguridad adecuada al uso al que se destinen durante su período de vida útil.

Este Reglamento constituye un medio para establecer los requisitos mínimos para el diseño y construcción de las estructuras de hormigón, así como para la aceptación del diseño y la construcción de estructuras de hormigón por parte de la Autoridad Fiscalizadora.

Su propósito es proteger la seguridad pública de las personas y los bienes especificando requisitos mínimos que garanticen la resistencia, la estabilidad, la durabilidad y la integridad de las estructuras de hormigón.

Los requisitos mínimos dados en este Reglamento no reemplazan el criterio profesional ni los conocimientos del Profesional facultado y habilitado para proyectar o diseñar considerando los factores específicos relacionados con un proyecto, diseño, ubicación u otras circunstancias específicas o inusuales del Proyecto.

El Proyectista Estructural habilitado puede especificar requisitos que excedan los prescriptos por este Reglamento.

1.2. CAMPO DE VALIDEZ

C 1.2. CAMPO DE VALIDEZ

1.2.1. Este Reglamento es de ***aplicación específica*** a las ***estructuras de edificios destinadas a viviendas, cocheras, locales públicos, depósitos e industrias.***

Este Reglamento se debe aplicar en conjunto con el ***Reglamento CIRSOC 200-2023 - Reglamento Argentino de Tecnología del Hormigón,*** en todo aquello que corresponda a las estructuras contempladas en este campo de validez.

Ambos Reglamentos son complementarios y sus prescripciones constituyen un conjunto cerrado y coherente con el fin de garantizar el cumplimiento de los requerimientos mínimos especificados en el artículo 1.1.

Este Reglamento ***debe ser aplicado en su totalidad*** y ser utilizado en conjunto con los Reglamentos CIRSOC e INPRES CIRSOC de la ***tercera generación*** de Reglamentos Nacionales de Seguridad Estructural (ediciones 2018 en adelante).

Para la aplicación de este Reglamento se debe utilizar la Simbología y las Definiciones especificadas en el ***Capítulo 2***, dado que no siempre se corresponden con definiciones utilizadas en ediciones anteriores.

1.2.2. Este Reglamento es de ***aplicación básica*** para otros tipos de estructuras como chimeneas,

C 1.2.2. Algunas estructuras especiales implican problemas particulares de diseño y construcción que no

muros de contención, silos, pilas de vertedero, salas de máquinas, entre otros, siempre que no exista un Reglamento Nacional de Seguridad Estructural específico para dichas estructuras ni otras especificaciones particulares en los documentos del proyecto.

Hasta tanto el INTI-CIRSOC y el INPRES redacten los Reglamentos específicos para cada una de estas estructuras, se recomienda consultar las publicaciones internacionales que se detallan en los Comentarios.

están comprendidos en el campo de validez de este Reglamento.

Sin embargo, muchas de las especificaciones que sí lo están, tales como la calidad del hormigón y los principios generales de diseño, son aplicables a estas estructuras especiales.

Las publicaciones internacionales que se pueden consultar hasta tanto estén disponibles los Reglamentos Nacionales son las siguientes:

- ***Standard Practice for the Design and Construction of Casting-Place Reinforced Concrete Chimneys*** - Comité ACI 307 - Este documento aporta requisitos para los materiales, el Proyecto y la Construcción de chimeneas circulares de hormigón ejecutadas en obra, incluyendo las cargas recomendadas para el dimensionamiento y los métodos para determinar tensiones en el hormigón y en el acero.

- ***Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials*** - Comité ACI 313 - Este documento aporta los requisitos para los materiales, el Proyecto y la Construcción de estructuras de hormigón armado, para depósitos, silos, silos bajos y silos construidos con dovelas para almacenar materiales granulares. Incluye criterios para el Proyecto y la Construcción basados sobre estudios analíticos y experimentales y en la experiencia mundial en el diseño y la construcción de silos.

- ***Environmental Engineering Concrete Structures*** - Comité ACI 350 - Este documento aporta recomendaciones para los materiales, el proyecto y la construcción de tanques, depósitos y otras estructuras, habitualmente utilizadas en obras para el tratamiento de aguas y desechos, donde se requiere un hormigón impermeable, denso, y con alta resistencia al ataque de productos químicos. Se pone énfasis en un diseño estructural que reduzca al mínimo la posibilidad de que haya fisuración y efectos no deseados debidos a vibraciones de equipos y a otras cargas especiales. Asimismo, se describe la dosificación del hormigón, la colocación, el curado y la protección del mismo con productos químicos. El diseño y la separación de las juntas están tratados especialmente.

- ***Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures*** - Comité ACI 349 - Este documento aporta los requisitos mínimos para el Proyecto y la Construcción de aquellas estructuras de hormigón que forman parte de una planta de energía nuclear, y que tienen funciones relacionadas con la seguridad nuclear. Este documento no contempla el proyecto y construcción ni de los recipientes para los reactores ni de las estructuras de los contenedores ejecutadas en hormigón, los cuales están regidos por el documento ACI 359.

- ***Code for Concrete Reactor Vessels and Containments*** - Comité ACI-ASME 359 - Este

documento aporta los requisitos para el diseño, construcción y utilización del hormigón para los recipientes de reactores y estructuras de los contenedores de hormigón para las plantas de energía nuclear.

1.2.3. En el caso de Puentes será de aplicación para el Proyecto Estructural, el ***Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros,*** específicamente el ***Reglamento CIRSOC 801- Proyecto General y Análisis Estructural,*** el ***Reglamento CIRSOC 802 - Puentes de Hormigón*** y las partes del ***Reglamento CIRSOC 804 que sean de aplicación.*** En todo lo relativo a Tecnología del Hormigón será de aplicación básica el ***Reglamento CIRSOC 200-2023 - Reglamento Argentino de Tecnología del Hormigón,*** hasta tanto no esté redactado un documento CIRSOC específico que cubra todos los aspectos de la tecnología de los materiales y de la construcción de Puentes de Hormigón.

1.2.4. Este Reglamento es de aplicación a las estructuras de hormigón sin armar, armado y pretensado, cuya ***masa por unidad de volumen del material seco a masa constante*** se encuentre comprendida entre ***2000*** y ***2800 kg/m^3***. Para masas menores serán de aplicación según las limitaciones establecidas en el Reglamento.

1.2.5. En el caso particular de las estructuras de hormigón prefabricado, este Reglamento es de aplicación en todo lo que no se oponga a las especificaciones particulares de su procedimiento de prefabricación, contenidas en otros Reglamentos específicos.

1.2.6. Los requisitos especificados en este Reglamento se pueden utilizar, en forma general, para la evaluación, reparación y rehabilitación de estructuras existentes.

C 1.2.6. Los requisitos específicos para la evaluación, reparación y rehabilitación de estructuras existentes están establecidos en la ***Recomendación CIRSOC 201.01-2024*** (en etapa de redacción). En este documento las estructuras existentes se definen como aquellas estructuras que están terminadas y habilitadas para su utilización.

1.2.7. Este Reglamento ***no contempla*** la utilización de barras, alambres y mallas soldadas de acero para armaduras, revestidos con epoxi.

1.2.8. Este Reglamento es de aplicación al proyecto de losas de hormigón estructural construidas “in situ” sobre tableros metálicos (Steel deck) de acción no compuesta.

C 1.2.8. En el caso de elementos de hormigón ejecutados sobre encofrados permanentes de acero (steel form deck), se presentan dos aplicaciones:

1) La estructura de acero sirve como molde (encofrado) y el hormigón desempeña la función estructural por lo que se debe dimensionar para resistir todas las cargas actuantes, siendo aplicable este Reglamento.

2) La estructura de acero desarrolla una acción compuesta con el hormigón, razón por la cual ***no*** es aplicable este Reglamento y se deben consultar los siguientes documentos:

- Standard for the Structural Design of Composite Slabs (ANSI/ASCE 3).

- Standard Practice for the Construction and Inspection of Composite Slabs (ANSI/ASCE 9).

1.2.9. Este Reglamento es de aplicación al Proyecto Estructural de fundaciones pretensadas y no pretensadas, incluyendo:

- fundaciones superficiales como bases corridas, bases aisladas, bases combinadas, plateas de fundación y vigas sobre el terreno,

- fundaciones profundas como cabezales de pilotes, pilotes, cajones de fundación, y

- muros de contención en voladizo con y sin contrafuertes.

En este Reglamento no se especifican requisitos para el proyecto y construcción de micropilotes.

C 1.2.9. En el caso de los pilotes, y hasta tanto el INTI-CIRSOC desarrolle un Reglamento CIRSOC específico para fundaciones, además de lo especificado en el ***Capítulo 13*** se recomienda consultar la siguiente bibliografía:

- ***Recommendations for Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles*** - Comité ACI 543 - Este documento presenta recomendaciones para el diseño y construcción de la mayoría de los tipos de pilotes de hormigón utilizados en diversas clases de estructuras.

- ***Design and Construction of Drilled Piers*** - Comité ACI 336 - Este documento presenta recomendaciones para el diseño y construcción de pilotes de fundación hormigonados directamente en la excavación realizada en el terreno. El código ACI 336.3-14 posee un campo de aplicación para pilotes cuyo diámetro es mayor a ***760 mm***, mientras que el ACI 543-12 se aplica a pilotes de diámetro menor a ***760 mm***.

- ***Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling*** - Comité PCI sobre Pilotes Pretensados de Hormigón. Este documento presenta recomendaciones detalladas para pilotes prefabricados pretensados de hormigón.

1.2.10. Estructuras a las que no es de aplicación

C 1.2.10. Estructuras a las que no es de aplicación

Este Reglamento ***no es de aplicación*** en los siguientes casos:

1.2.10.1. Estructuras que en condiciones normales de servicio se encuentren sometidas a temperaturas mayores de ***70 ºC***.

1.2.10.2. Diseño y construcción de losas sobre el terreno, a menos que la losa transmita cargas verticales o fuerzas laterales provenientes de otras partes de la estructura al terreno.

C 1.2.10.2. En el documento ***ACI 360R-2010: Guide to Design of Slabs-on-ground*** se pueden encontrar recomendaciones detalladas para el diseño y construcción de losas sobre el terreno y pisos que no transmiten cargas verticales o fuerzas laterales provenientes de otra parte de la estructura al suelo.

Esta Guía presenta información sobre el diseño de losas sobre el terreno, principalmente industriales y las losas adyacentes a ellas, abarcando la planificación, dimensionamiento y detallado de las mismas.

La información que respalda las teorías de diseño se complementa con una discusión sobre el sistema de apoyo del suelo, cargas y tipos de losas. Se presentan métodos de diseño para losas de hormigón estructural simple, de hormigón armado, de hormigón de contracción compensada y losas de hormigón postensadas.

1.2.10.3. Dimensionamiento de losas compuestas de hormigón estructural construidas sobre tableros metálicos (Steel deck). El hormigón utilizado en la construcción de tales losas debe cumplir con las especificaciones de este Reglamento cuando sean de aplicación. Las partes de estas losas dimensionadas como hormigón armado están regidas por este Reglamento.

C 1.2.10.3. En este tipo de construcción, el tablero metálico (steel deck) se utiliza como armadura para momento positivo. El dimensionamiento y construcción de losas sobre tablero metálico está descripto en el documento Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs, en el que se hace referencia a los artículos de este Reglamento que se pueden aplicar para el proyecto y construcción de la parte de hormigón del sistema compuesto.

Este documento también presenta guías para el dimensionamiento y construcción de losas compuestas sobre tableros metálicos. El diseño para momento negativo en el apoyo con el fin de transformar la losa en una losa continua, es un ejemplo típico en donde una sección de la losa está diseñada de acuerdo con este Reglamento.

1.2.10.4. Estructuras mixtas de hormigón y acero estructural y, en general, las estructuras mixtas de hormigón y otro material de distinta naturaleza, con función resistente.

1.2.10.5. Estructuras masivas de diques, como vertederos y muros de gravedad.

1.2.10.6. Diseño y construcción de tanques y estanques.

C 1.2.10.6. Los requisitos y recomendaciones para el diseño y construcción de tanques y estanques se especifican en las siguientes publicaciones:

- ***ACI 350-20: Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures.***
- ***ACI 334.1R-92: Concrete Shell Structures – Practice and Commentary.***
- ***ACI 371R-16: Guide for the Analysis, Design, and Construction of Elevated Concrete and Composite Steel-Concrete Water Storage Tanks.***
- ***ACI 372R-03: Design and Construction of Circular Wire- and Strand –Wrapped Prestressed Concrete Structures.***

1.2.10.7. Diseño de cáscaras delgadas y estructuras de placas plegadas de hormigón.

C 1.2.10.7. El diseño de cáscaras y estructuras de placas plegadas de hormigón debe cumplir con las especificaciones de la ***Recomendación CIRSOC 201.03-2024*** (en etapa de redacción).

1.2.11. Aplicación complementaria

El contenido de este Reglamento se puede aplicar como normativa complementaria para otros tipos de estructuras de hormigón, cuando así lo indiquen taxativamente, los respectivos Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC y los Pliegos de Especificaciones Técnicas.

1.3. INTERPRETACIÓN

El contenido de este Reglamento se debe aplicar como un todo, a menos que se establezca lo contrario.

Este Reglamento se acompaña de Comentarios ubicados en la columna derecha del texto, que tienen por finalidad completar con aclaraciones y especificaciones puntuales, algunos aspectos de las especificaciones prescriptivas que es necesario que el Proyectista Estructural conozca.

Este Reglamento debe ser interpretado de manera de que se eviten conflictos entre sus especificaciones. Las prescripciones específicas tienen prelación sobre las generales.

Este Reglamento debe ser interpretado y aplicado de acuerdo con el significado normal de las palabras y términos empleados, debiendo utilizarse las definiciones específicas de palabras y términos dados en el ***Capítulo 2- Simbología y Definiciones***, cuando corresponda y sea aplicable, aunque otros materiales, normas u otras fuentes ajenas al texto del Reglamento, utilicen una definición diferente.

En este Reglamento, las palabras y términos que se detallan a continuación deben ser interpretados de la siguiente forma:

a) La palabra ***debe*** es siempre imperativa.

b) Las disposiciones de este Reglamento son ***obligatorias,*** aunque no se utilice la palabra ***debe***.

c) Las palabras expresadas en tiempo presente incluyen el futuro.

d) La conjunción copulativa ***y*** indica que todos los elementos, condiciones y requisitos deben ser aplicados.

e) La conjunción disyuntiva ***o*** indica que los elementos, requisitos o eventos conectados constituyen ***alternativas y al menos uno de ellos debe ser cumplido.***

En caso de conflicto entre disposiciones de este Reglamento y las normas y documentos complementarios indicados en el ***Capítulo 3***, ***regirán las disposiciones de este Reglamento.***

1.4. MATERIALES, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS NO CONTEMPLADOS EN ESTE REGLAMENTO

La utilización de materiales para la elaboración del hormigón simple, armado y pretensado, así como de elementos o sistemas constructivos no especificados en este ***Reglamento***, deberán requerir la autorización expresa de la ***Autoridad Fiscalizadora*** con competencia en la jurisdicción del emplazamiento de la obra.

C 1.4. MATERIALES, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS NO CONTEMPLADOS EN ESTE REGLAMENTO

Se deben realizar acciones concretas para lograr unificar a nivel municipal, provincial y nacional los requisitos generales y específicos exigibles a los materiales, elementos y sistemas constructivos no contemplados en el presente Reglamento, con el fin de evitar la multiplicidad de gestiones y trámites de autorizaciones.

Los métodos de diseño innovadores, los materiales recientemente desarrollados y los usos novedosos de materiales, deben cumplir un período de desarrollo antes de ser específicamente incluidos en un Reglamento. Por consiguiente, la utilización de sistemas o materiales nuevos apropiados puede quedar excluida del Reglamento por no cumplir con las exigencias para obtener su aprobación.

Los promotores de cualquier sistema de diseño, construcción o materiales alternativos dentro del campo de validez de este Reglamento, cuya idoneidad haya sido demostrada por el desempeño en su utilización o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de este Reglamento o no está explícitamente considerado en su Campo de Validez, tienen derecho a presentar los datos en los que se fundamenta su diseño a la Autoridad Fiscalizadora.

Para los sistemas especiales, la Autoridad Fiscalizadora deberá establecer los ensayos específicos, los factores de carga, los límites a las deformaciones y otros requisitos pertinentes, de acuerdo con los objetivos de este Reglamento.

Estas especificaciones, una vez aprobadas y autorizadas por la Autoridad Fiscalizadora, tendrán la misma validez que los requisitos de este Reglamento.

Las disposiciones de este artículo no se deben aplicar a los ensayos de modelos físicos utilizados para complementar los cálculos indicados ni a la evaluación de resistencia de estructuras existentes especificada en el ***Capítulo 27***.

1.5. FIGURAS LEGALES MENCIONADAS EN ESTE REGLAMENTO

1.5.1. A los fines de este Reglamento se definen las siguientes figuras legales:

Autoridad Fiscalizadora: Organismo que en la jurisdicción nacional, provincial o municipal en que se encuentra la obra, ejerce el poder de fiscalizar la seguridad de la construcción.

Comitente**:** Persona física o jurídica que encomienda las tareas profesionales.

Contratista Principal o Empresa Contratista: Persona física o jurídica adjudicataria de los trabajos, que ha tomado a su cargo la ejecución de la obra y que asume la responsabilidad ante el Comitente, las autoridades públicas y ante terceros, por la ejecución de la obra en los términos que establece la Ley.

Director de Obra: Profesional que ejerce personalmente o como jefe de un equipo la Dirección de la Obra. Es la autoridad máxima de la misma y el responsable de la aplicación de este Reglamento.

Inspector de Obra: Profesional auxiliar de la Dirección de Obra que representa en obra al

Director, por lo que la responsabilidad ante el Comitente es asumida exclusivamente por el Director de Obra.

Proyectista o Diseñador Estructural: Profesional que asume personalmente la totalidad de las especialidades involucradas en el proyecto o diseño de la estructura.

1.5.2. Para la aplicación de este Reglamento, los poderes públicos de cada jurisdicción deberán establecer, para sus respectivas obras públicas, quiénes son los funcionarios que asumirán las funciones asignadas por este Reglamento al ***Proyectista o Diseñador Estructural*** y al ***Director de Obra***.

1.6. REGLAMENTOS, RECOMENDACIONES Y NORMAS DE APLICACIÓN

C 1.6. REGLAMENTOS, RECOMENDACIONES Y NORMAS DE APLICACIÓN

1.6.1. Reglamentos y Recomendaciones CIRSOC e INPRES-CIRSOC

Para cada tema en particular, el presente Reglamento se debe complementar con los demás Reglamentos y Recomendaciones con que cuenta el ***Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (INTI-CIRSOC)*** *y el* ***Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES)*** y que se detallan a continuación:

La obligatoriedad de aplicación de lo establecido en estos Reglamentos y Recomendaciones ***se debe indicar explícitamente*** en el Pliego de Especificaciones Técnicas Complementarias de la Obra.

Asimismo, se deberá indicar la obligatoriedad de aplicación de lo establecido en alguno o en todos los Anexos y Apéndices, que se presentan al final del texto reglamentario.

CIRSOC 101-2005	***Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras***.
CIRSOC 102-2005	***Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones.***
INPRES-CIRSOC 103-2018	***Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte I: "Construcciones en General".***
INPRES-CIRSOC 103-2021	***Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte II: "Construcciones de Hormigón".***
INPRES-CIRSOC 103-2005	***Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte III: "Construcciones de Mampostería".***
INPRES-CIRSOC 103-2005	***Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, Parte IV: "Construcciones de Acero ".***
CIRSOC 104-2005	***Reglamento Argentino de Acción de la Nieve y del Hielo sobre las Construcciones.***

CIRSOC 108-2007	***Reglamento Argentino de Cargas de Diseño para las Estructuras durante su Construcción.***
CIRSOC 301-2018	***Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios.***
CIRSOC 302-2005	***Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios.***
CIRSOC 303-2009	***Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Acero de Sección Abierta Conformados en Frío.***
CIRSOC 304-2007	***Reglamento Argentino para la Soldadura de Estructuras de Acero.***
CIRSOC 305-2007	***Recomendación para Uniones Estructurales con Bulones de Alta Resistencia.***
CIRSOC 401-2011	***Reglamento Argentino de Estudios Geotécnicos.***
CIRSOC 501-2007	***Reglamento Argentino de Estructuras de Mampostería.***

1.6.2. Normas IRAM e IRAM-IAS

En todo lo que no se oponga a lo expresamente establecido en este Reglamento, son de ***aplicación directa*** las normas IRAM e IRAM–IAS que se detallan en el ***Capítulo 3***.

Las normas IRAM o IRAM-IAS van acompañadas de la fecha de su publicación debido a que su contenido ha sido adoptado como base para el desarrollo de alguna prescripción reglamentaria específica, que en caso de modificarse en el transcurso de la vigencia legal de este Reglamento podría ocasionar una alteración de los criterios de seguridad que sustentaron su redacción.

C 1.6.2. Normas IRAM e IRAM-IAS

Ver el artículo 3.2. y su comentario.

1.7. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

A los efectos de la aplicación de este Reglamento se requiere la documentación que se menciona en 1.7.1 a 1.7.5.

C 1.7. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

Se recomienda que la ***Documentación Técnica Inicial*** del ***Proyecto o Diseño Estructural contenga*** como mínimo, los antecedentes, memorias de cálculo, especificaciones, planos, cómputos, presupuestos y plazos, para construir una determinada estructura de hormigón.

1.7.1. Antecedentes

- Análisis químicos de los suelos, aguas y otros materiales de contacto, con la correspondiente interpretación de resultados, para demostrar la ausencia de agresividad o en caso contrario la naturaleza y grado de la acción agresiva.
- Materiales disponibles en la zona para la construcción de las estructuras de hormigón.
- Análisis de la variación de la napa freática, si correspondiere.
- Análisis de las condiciones de exposición de la estructura a la acción del medio ambiente circundante y a los efectos climáticos.

1.7.2. Materiales

- Clases de hormigones para construir la estructura o sectores de ella.
- Características y propiedades de los aceros.
- Control de aptitud de los materiales cuando ello no esté explícitamente establecido en este Reglamento o en la norma de aplicación.

C 1.7.2. Materiales

En clases de hormigones se incluyen aquellos de características especiales.

Entre los aceros se incluyen aquellos de uso en hormigón pretensado.

1.7.3. Hipótesis del Proyecto Estructural

Se debe incluir como mínimo lo siguiente:

- Reglamentos o Códigos utilizados.
- Calidad de los materiales a emplear.
- Vida útil de diseño y estrategia de diseño y mantenimiento para asegurar dicha vida útil.
- Exigencias adicionales a las establecidas en este Reglamento.

1.7.4. Autenticidad de la Documentación Inicial de Obra

La firma del ***Director de Obra*** y la ***Conformidad del Comitente*** confiere autenticidad a cualquier legajo de la ***Documentación Técnica Inicial***.

1.7.5. Registros

Durante la realización de la obra, el ***Director de Obra*** debe registrar, o hacer registrar, en forma continua, toda información o dato importante relacionado con su ejecución. Todos los registros deben ser conservados por el ***Director de Obra***.

Como mínimo se deben llevar registros en donde conste la siguiente información:

- Datos diarios de las condiciones climáticas. Temperatura y humedad ambiente y en casos especiales velocidad del viento.
- Temperatura del hormigón fresco cada vez que se determine su asentamiento o se moldeen probetas de control. Cuando la temperatura del aire esté por debajo de ***5 ºC*** o por encima de ***30 ºC***, o en el entorno de estos valores, se deberá registrar la temperatura del hormigón en el momento de su colocación.
- Precauciones adoptadas en obra cuando se coloque hormigón con el aire a una temperatura igual o menor de ***10 ºC*** o igual o mayor de ***25 ºC***.
- Cuando el hormigón se elabore en obra, composición del o los hormigones utilizados,

C 1.7.5. Registros

*A modo orientativo se recomienda un periodo de guarda entre **5 y 10 años** según tipo, magnitud y relevancia de la obra. El tipo de documentación y duración debería estar incluido dentro del sistema de gestión de la calidad de la obra.*

clase de hormigón, con la indicación de la modalidad adoptada para medir los materiales componentes, y otra información relevante para la obra. Asimismo, incluir los resultados de los ensayos de control de producción y la ubicación o sector donde se colocó el hormigón, así como anomalías detectadas durante el proceso en la producción y en la obra, que asegure la trazabilidad de la información.

- Cuando se use hormigón elaborado, se deben archivar los remitos de entrega, registrando el nombre del proveedor, los números de las boletas de remito, la ubicación o sector donde se colocó el hormigón y los resultados de los ensayos de control de recepción. Además, si se aplican los criterios de conformidad del Modo 1, artículo 6.2.3 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***, se debe archivar el certificado de conformidad del sistema de calidad emitido por un organismo de certificación acreditado ante el Organismo Argentino de Acreditación (OAA), según el Decreto 1474/94.

- Detalles de la obtención de muestras, con indicación del elemento o elementos estructurales hormigonados al cual representan.

- Resultados de todas las propiedades medidas del hormigón fresco, fechas y edades de ensayos de las probetas moldeadas durante el hormigonado y los correspondientes resultados de resistencias.

- Tipos de aceros de armaduras para hormigón armado y para hormigón pretensado, con la ubicación en la estructura de acuerdo con la Documentación de Obra.

- Resultados de los ensayos de control de calidad de los aceros de armaduras para hormigón armado y para hormigón pretensado, en caso de haberse realizado.

- Certificados de conformidad con la norma, emitidos por un organismo de certificación acreditado ante el Organismo Argentino de Acreditación (OAA), que certifique que los aceros cumplen con las normas IRAM o IRAM-IAS respectivas.

- Certificados de conformidad con la norma, emitidos por un organismo de certificación acreditado ante el Organismo Argentino de Acreditación (OAA), que certifique que los cementos cumplen con las normas IRAM correspondientes al tipo y clase de cemento indicado en los Documentos del Proyecto.

- Cuando se use hormigón pretensado y/o postesado, memoria en donde conste las operaciones de tesado e inyección de vainas. Resultados obtenidos para el control de calidad

de la pasta de inyección.

1.8. ENSAYOS E INSPECCIÓN

1.8.1. Los materiales constitutivos del hormigón se deberán ensayar de acuerdo con los requisitos y especificaciones dados en el ***Capítulo 26*** y en el ***Reglamento CIRSOC 200-2023 - Reglamento Argentino de Tecnología del Hormigón***.

1.8.2. Las construcciones de hormigón se deberán inspeccionar de acuerdo con el ***Capítulo 26*** y con el ***Reglamento CIRSOC 200-2023 - Reglamento Argentino de Tecnología del Hormigón***.

1.8.3. Los registros de inspección deberán incluir la información que se especifica en el artículo 1.7.5. y en el ***Capítulo 26***.

1.9. DEFINICIONES, SIMBOLOGÍA Y GLOSARIO

En el ***Capítulo 2*** se presenta tanto la ***Simbología*** como las ***Definiciones de uso general*** utilizados en todo el texto de este Reglamento, mientras que en el ***Glosario***, que se ubica al final del Reglamento, se presentan las palabras más utilizadas tanto en castellano como en inglés con el fin de facilitar el acceso a la bibliografía que sustenta el contenido de este Reglamento.

1.10. UNIDADES

Las unidades utilizadas en este Reglamento corresponden al ***Sistema Métrico Legal Argentino*** (SIMELA) según la ***Ley 19511/72***.

Al final del Reglamento se ha incorporado una Tabla de equivalencias de las unidades más usuales en ingeniería y arquitectura, con el fin de facilitar la utilización de la bibliografía internacional que acompaña a este Reglamento.

1.11. AYUDAS DE DISEÑO

En los Comentarios a este artículo se detallan las ayudas de diseño que se pueden utilizar para la aplicación de este Reglamento.

C 1.11. AYUDAS DE DISEÑO

Además de los ***Ejemplos de Aplicación del Reglamento CIRSOC 201-2005***, publicados con acceso libre y gratuito en la página web: https://www.inti.gob.ar/areas/servicios-industriales/construcciones-e-infraestructura/cirsoc, el usuario podrá consultar, como material de referencia, los siguientes documentos internacionales hasta tanto el INTI-CIRSOC pueda desarrollar los mismos adaptados a los materiales y usos y costumbres de nuestro país.

Las ayudas de diseño a utilizar como referencia, son las siguientes:

- ***ACI Design Handbook – Comité ACI 340 – Publicación SP–17 (1997)***.

- ***ACI Detailing Manual-2020 – Comité ACI 315 – Publicación MNL-66.***
- ***Guide to Durable Concrete – ACI 201.2R-2016 – Comité ACI 201***.
- ***Guide for the Design of Durable Parking Structures – ACI 362.1R-2012***.
- ***CRSI Handbook – Concrete Reinforcing Steel Institute- 10h Edition – 2008***.
- ***ACI PRC-315-18: Guide to Presenting Reinforcing Steel Design Details.***
- ***Reinforcing Bars, Anchorages and Splices - Concrete Reinforcing Steel Institute - 6th Edition- 2017.***
- ***PCI Design Handbook - Precast and Prestressed Concrete Chicago – 7th Edition.***
- ***Design and Tipical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete - Precast/Prestressed Concrete Institute –Chicago- 2nd Edition- 1988***.
- ***PTI Post Tensioning Manual - Post Tensioning Institute-5th Edition***.

CAPÍTULO 2. SIMBOLOGÍA GENERAL Y DEFINICIONES

2.1. CAMPO DE VALIDEZ

Este capítulo define la simbología general y la terminología usada en este Reglamento.

2.2. SIMBOLOGÍA GENERAL

C 2.2. SIMBOLOGÍA GENERAL

a altura del bloque de tensiones rectangular equivalente, en mm

a / mc relación agua–materiales cementicios

a_v luz de corte, igual a la distancia desde el punto de aplicación de una carga concentrada hasta: **a)** la cara del apoyo si se trata de un elemento continuo o en voladizo, o **b)** el centro del apoyo si se trata de un elemento simplemente apoyado, en mm

A_b área de una barra o alambre individual, en mm^2

A_{bp} área de la placa base de fijación en contacto con el hormigón o el mortero de inyección cuando está cargada a compresión, en mm^2

A_{brg} área neta de apoyo de la cabeza del perno, bulón de anclaje, o barra conformada con cabeza, en mm^2

A_c área de la sección de hormigón que resiste la transferencia del corte, en mm^2

A_{cf} área de la mayor sección transversal total o bruta perteneciente a las dos fajas ortogonales losa–viga que se intersectan en una columna, perteneciente a una losa pretensada en dos direcciones, en mm^2

A_{ch} área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores de la armadura transversal, mm^2

A_{cp} área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, en mm^2

A_{cs} área de la sección transversal en un extremo de un puntal en un modelo de bielas, considerada perpendicular al eje del puntal, en mm^2

A_{ct} área de la parte de la sección transversal comprendida entre el borde traccionado por flexión y el baricentro de la sección total o

bruta, en mm^2

A_{cv} área total o bruta de la sección de hormigón limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección del esfuerzo de corte considerado, en el caso de tabiques, y en el caso de diafragmas, el área total o bruta de la sección de hormigón. El área total o bruta es el área total de la sección definida menos el área de cualquier abertura, en mm^2

$A_{ef,sl}$ área efectiva de apoyo de la llave de corte, en mm^2

A_f área de la armadura que, en una ménsula corta, resiste el momento de diseño, en mm^2

A_g área total o bruta de la sección de hormigón, en mm^2. En una sección hueca, es sólo el área de hormigón, y no incluye el área del o los vacíos

A_h área total de la armadura de corte paralela a la armadura principal de tracción en una ménsula corta, mm^2

A_{hs} área total de la sección transversal de las barras con gancho o cabeza que se desarrollan en una sección crítica, en mm^2

A_j área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo, medida en un plano paralelo al plano de la armadura de viga que genera corte en el nudo, en mm^2

A_ℓ área total de la armadura longitudinal para resistir la torsión, en mm^2

$A_{\ell,min}$ área mínima de la armadura longitudinal para resistir la torsión, en mm^2

A_n área de la armadura que, en una ménsula corta, resiste el esfuerzo de restricción mayorado N_{uc} , en mm^2

A_{nz} área de una cara de una zona nodal o de una sección que atraviesa una zona nodal, en mm^2

A_{Na} área de influencia proyectada de un anclaje individual o grupo de anclajes adhesivos, para calcular la resistencia de adherencia en tracción, en mm^2

A_{Nao} área de influencia proyectada de un anclaje adhesivo individual, para determinar la resistencia de adherencia en tracción, siempre que no esté limitada por la distancia al borde ni por la separación, en

mm^2

A_{Nc} área de falla proyectada del hormigón de un anclaje individual o grupo de anclajes, para la determinación de la resistencia a tracción, en mm^2

A_{Nco} área de falla proyectada del hormigón de un anclaje individual, para la determinación de la resistencia a tracción, siempre que no esté limitada por la distancia al borde ni por la separación, en mm^2

A_o área total encerrada por la trayectoria del flujo de corte, en mm^2

A_{oh} área encerrada por el eje de la armadura transversal cerrada más externa, dispuesta para resistir la torsión, en mm^2

A_{pd} área total ocupada por la vaina de postesado, el recubrimiento del acero de pretensado no adherente y la armadura de pretensado, en mm^2

A_{ps} área de la armadura longitudinal pretensada sujeta a tracción, en mm^2

A_{pt} área total de la armadura pretensada, en mm^2

A_s área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm^2

A'_s área de la armadura comprimida, en mm^2

A_{sc} área de la armadura principal de tracción en una ménsula corta, en mm^2

$A_{se,N}$ área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción, en mm^2

$A_{se,V}$ área efectiva de la sección transversal del anclaje en corte, en mm^2

A_{sh} área total de la sección transversal de la armadura transversal, incluyendo estribos suplementarios de una rama (“crossties”), colocada dentro de la separación s y perpendicular a la dimensión b_c , en mm^2

A_{si} área total de la armadura superficial con una separación s_i en la capa i, que atraviesa un puntal con la armadura formando un ángulo α_i , con respecto al eje del puntal, en mm^2

$A_{s,min}$ área mínima de la armadura de flexión, en mm^2

A_{st} área total de la armadura longitudinal no tesa, incluyendo las barras, alambres o perfiles de acero, y excluyendo la armadura pretensada, en mm^2

A_t área de una rama de un estribo cerrado, estribo cerrado de confinamiento o estribo de columna, que resiste la torsión en una separación s , en mm^2

A_{th} área total de la sección transversal de los estribos o estribos cerrados que confinan las barras con gancho, en mm^2

A_{tp} área del acero de pretensado en un tensor, en mm^2

A_{tr} área total de toda la armadura transversal ubicada dentro de una separación s y que atraviesa el plano potencial de hendimiento a través de la armadura que está siendo anclada, en mm^2

A_{ts} área de la armadura no tesa en un tensor, en mm^2

A_{tt} área total de la sección transversal de los estribos o estribos cerrados que actúan como armadura de tensor paralela a las barras con cabeza, en mm^2

A_v área de la armadura de corte en una separación s , en mm^2

A_{vf} área de la armadura de corte por fricción, en mm^2

A_{vh} área de la armadura de corte paralela a la armadura de tracción por flexión en una separación s_2 , en mm^2

$A_{v,min}$ área mínima de la armadura de corte en una separación s , en mm^2

A_{Vc} área proyectada de falla del hormigón de un anclaje individual o grupo de anclajes, para el cálculo de la resistencia al corte, en mm^2

A_{Vco} área proyectada de falla del hormigón de un anclaje individual, para el cálculo de la resistencia al corte, siempre que no esté limitada por la influencia de una esquina, la separación, o del espesor del elemento, en mm^2

A_1 área cargada para considerar la resistencia al aplastamiento, la resistencia del puntal, y la resistencia del nodo, en mm^2

A_2 área de la base mayor del tronco de pirámide, cono o cuña achaflanada, contenida en su totalidad dentro del área de apoyo, y que tiene por base superior el área cargada y sus caras laterales con pendientes de **1** en vertical y **2** en horizontal, en mm^2

b ancho del borde comprimido de la sección transversal de un elemento, en mm

b_c dimensión de la sección transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del área compuesta de la armadura transversal A_{sh} , en mm

b_f ancho efectivo del ala, en mm

b_o perímetro de la sección crítica para el corte en losas y bases, en dos direcciones, en mm

b_s ancho del puntal, en mm

b_{sl} ancho de la llave de corte, en mm

b_{slab} ancho efectivo de la losa, en mm

b_t ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, en mm

b_v ancho de la sección transversal en la superficie de contacto en la que se estudia el corte horizontal, en mm

b_w ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm

b_1 dimensión de la sección crítica de corte b_o medida en la dirección de la luz para la cual se determinaron los momentos, en mm

b_2 dimensión de la sección crítica de corte b_o medida en la dirección perpendicular a b_1 , en mm

B_n resistencia nominal al aplastamiento del área cargada, en N

B_u carga de aplastamiento mayorada, en N

c distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro, en mm

c_{ac} distancia crítica al borde, requerida para desarrollar la resistencia básica al desprendimiento del hormigón de un anclaje instalado en hormigón endurecido no fisurado, sin armadura suplementaria

para controlar el hendimiento, en mm

$c_{a,max}$ distancia máxima entre el centro de un anclaje y el borde del hormigón, en mm

$c_{a,min}$ distancia mínima entre el centro de un anclaje y el borde del hormigón, en mm

c_{a1} distancia entre el centro de un anclaje hasta el borde del hormigón en una dirección, en mm. Si al anclaje se le aplica un esfuerzo de corte, la distancia c_{a1} se debe considerar en la dirección del corte aplicado. Si al anclaje se le aplica tracción, la distancia c_{a1} se debe considerar como la mínima distancia a un borde. Si los anclajes sujetos a corte están ubicados en secciones estrechas de ancho limitado, ver el artículo C 17.7.2.1.2

c'_{a1} valor límite de c_{a1} cuando los anclajes están ubicados a menos de $1{,}5c_{a1}$ de tres o más bordes, en mm. Ver la ***Figura C 17.7.2.1.2***

c_{a2} distancia desde el centro de un anclaje hasta el borde del hormigón en la dirección perpendicular a c_{a1} , en mm

c_b el menor valor entre: **(a)** la distancia desde el eje de una barra o alambre, a la superficie de hormigón más próxima, y **(b)** la mitad de la separación entre los ejes de las barras o alambres que se están anclando, en mm

c_c recubrimiento libre de la armadura, en mm

c_{Na} distancia proyectada desde el centro de un vástago de anclaje, sobre un lado del anclaje, requerido para desarrollar la resistencia adherente total de un anclaje adhesivo individual, en mm

c_{sl} distancia desde el eje de la fila de anclajes en tracción, más cercana a la llave de corte, hasta el eje de la llave de corte medida en la dirección del corte, en mm

c_t distancia desde la cara interior de la columna al borde de la losa, medida paralelamente a c_1 , pero sin exceder c_1 , en mm

c_1 dimensión de la sección de una columna rectangular, o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula corta, medida en la dirección de la luz para la cual se determinaron los momentos, en mm

c_2 dimensión de la sección de una columna rectangular, o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula corta, medida en la dirección perpendicular a c_1 , en mm

C_m factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme

d distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, en mm

d' distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida, en mm

d_a diámetro exterior del anclaje, o diámetro del vástago de un perno con cabeza, bulón con cabeza o bulón con gancho, en mm

d'_a valor con que se sustituye d_a cuando se utiliza un anclaje sobredimensionado, en mm

d_{agg} tamaño máximo nominal del agregado grueso, en mm

d_b diámetro nominal de una barra, alambre o cordón de pretensado, en mm

d_{burst} distancia desde el dispositivo de anclaje al baricentro de la fuerza de desgarramiento del hormigón, T_{burst} , en mm

d_{be} diámetro nominal de una barra o alambre utilizado como estribo, en mm

d_c diámetro exterior de la espiral en el caso de columnas con zunchos en espiral, en mm

d_p distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura de pretensado, en mm

d_{pile} diámetro del pilote medido en la base del cabezal, en mm

D cargas permanentes o las solicitaciones correspondientes, en N

D_i componente de compresión diagonal de la resistencia al corte en el hormigón, en N

D_s efecto de las cargas permanentes superpuestas

D_w efecto de la carga permanente debida al peso propio del sistema estructural de hormigón

e_{anc} excentricidad (considerada como positiva) del dispositivo de anclaje o de un grupo de dispositivos poco separados en la dirección considerada, con respecto al baricentro de la sección, en mm

e_h distancia entre la superficie interior del vástago de un bulón en J o en L y la punta exterior del mismo, en mm

e'_N distancia entre la carga de tracción resultante que actúa sobre un grupo de anclajes cargados en tracción y el baricentro del grupo de anclajes cargados en tracción, en mm. La distancia e'_N es siempre positiva

e'_V distancia entre la carga de corte resultante que actúa sobre un grupo de anclajes cargados con corte en la misma dirección y el baricentro del grupo de anclajes cargados con corte en la misma dirección, en mm. La distancia e'_V es siempre positiva

E efecto provocado por las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica

E_c módulo de elasticidad del hormigón, en MPa

E_{cb} módulo de elasticidad del hormigón de las vigas, en MPa

E_{cs} módulo de elasticidad del hormigón de las losas, en MPa

EI rigidez a flexión de un elemento comprimido, en $N \cdot mm^2$

$(EI)_{eff}$ rigidez efectiva a flexión del elemento, en $N \cdot mm^2$

E_p módulo de elasticidad del acero de pretensado, en MPa

E_s módulo de elasticidad del acero de la armadura no tesa, en MPa

f'_c resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa

$\sqrt{f'_c}$ raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa

f'_{ci} resistencia especificada a la compresión del hormigón en el momento de aplicar el tesado inicial, en MPa

$\sqrt{f'_{ci}}$ raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón en el momento de aplicar el tesado inicial, en

MPa

f_{ce} resistencia efectiva a la compresión del hormigón en un puntal o en una zona nodal, en MPa

f_d tensión debida a la carga permanente, sin mayorar, en la fibra extrema de una sección en la cual las tensiones de tracción se producen por cargas aplicadas externamente, en MPa

f_{dc} tensión de descompresión. Tensión en el acero de pretensado cuando la tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, es nula, en MPa

f_{pc} tensión de compresión en el hormigón (después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) en el baricentro de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el ala, cuando el baricentro está ubicado dentro del ala, en MPa. (En un elemento construido en etapas, f_{pc} es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección compuesta o en la unión del alma y el ala, cuando el baricentro se encuentra dentro del ala, debida tanto al pretensado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente)

f_{pe} tensión de compresión en el hormigón debida únicamente a las fuerzas efectivas del pretensado (después que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) en la fibra extrema de una sección en la cual las tensiones de tracción se producen como consecuencia de las cargas aplicadas externamente, en MPa

f_{ps} tensión en el acero de pretensado cuando la solicitación alcanza el valor de la resistencia nominal a la flexión, en MPa

f_{pu} resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (corresponde a la resistencia a la tracción de la norma IRAM-IAS), en MPa

f_{py} tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (corresponde al límite de fluencia al ***1 %*** de alargamiento de la norma IRAM-IAS), en MPa

f_r módulo de rotura del hormigón, o resistencia a la tracción por flexión del hormigón, en MPa. Es una tensión teórica de tracción correspondiente a la rotura por flexión del hormigón, calculada como si la

distribución de tensiones fuera lineal

f_s tensión de tracción en la armadura no tesa, calculada para las cargas de servicio, en MPa

f'_s tensión de compresión en la armadura no tesa, bajo cargas mayoradas, en MPa

f_{se} tensión efectiva en el acero de pretensado, después de que han ocurrido todas las pérdidas del pretensado, en MPa

f_{si} tensión en la capa i de la armadura superficial, en MPa

f_t tensión en la fibra traccionada extrema, en la zona de tracción precomprimida, determinada bajo las cargas de servicio, utilizando las propiedades de la sección total o bruta después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado, en MPa

f_{uta} resistencia a la tracción especificada del acero de los anclajes, en MPa

f_y tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa, (corresponde al límite de fluencia de la norma IRAM-IAS), en MPa

f_{ya} tensión de fluencia especificada del acero del anclaje, en MPa

f_{yt} tensión de fluencia especificada de la armadura transversal no tesa (corresponde al límite de fluencia de la norma IRAM-IAS), en MPa

F efecto de la carga de servicio debido a fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas

F_{nn} resistencia nominal en la cara de una zona nodal, en N

F_{ns} resistencia nominal de un puntal, en N

F_{nt} resistencia nominal de un tensor, en N

F_u esfuerzo mayorado que actúa sobre un puntal, un tensor, un área de apoyo o una zona nodal en un modelo de bielas, en N

F_{un} esfuerzo mayorado en la cara de un nodo, en N

F_{us} esfuerzo mayorado a compresión en un puntal, en N

F_{ut} esfuerzo mayorado a tracción en un tensor, en N

h espesor o altura total de la sección transversal de un elemento, en mm

h_a espesor del elemento en el cual hay un anclaje, medido paralelo al eje del anclaje, en mm

h_{anc} dimensión del dispositivo de anclaje o de un grupo de dispositivos poco separados en la dirección de hendimiento (desgarramiento) considerada, en mm

h_{ef} profundidad efectiva de empotramiento del anclaje, en mm

h'_{ef} valor límite de h_{ef} cuando los anclajes están ubicados a menos de $1{,}5h_{ef}$ de tres o más bordes, en mm; ver la ***Figura C 17.6.2.1.2***

$h_{ef,sl}$ profundidad efectiva de empotramiento de la llave de corte, en mm

h_f altura del ala, en mm

h_{sl} profundidad de empotramiento de la llave de corte, en mm

h_{sx} altura del piso para el piso x , en mm

h_u altura no arriostrada lateralmente en la fibra comprimida extrema de un tabique o muro pilar, en mm, equivalente a ℓ_u para elementos a compresión

h_w altura total de un tabique desde su base hasta su extremo superior, o altura libre del segmento de tabique o muro pilar considerado, en mm

H cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo u otros materiales, o las solicitaciones correspondientes

I momento de inercia de la sección con respecto al eje baricéntrico, en mm^4

I_b momento de inercia de la sección total o bruta de una viga, con respecto al eje baricéntrico, en mm^4

I_{cr} momento de inercia de la sección fisurada de hormigón, en mm^4

I_e momento de inercia efectivo para el cálculo de las flechas, en mm^4

I_g momento de inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón, con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura, en mm^4

I_s momento de inercia de la sección total o bruta de la losa, con respecto al eje baricéntrico, en mm^4

I_{se} momento de inercia de la armadura con respecto al eje baricéntrico de la sección transversal del elemento, en mm^4

k factor de longitud efectiva para elementos comprimidos

k_c coeficiente para la resistencia básica al desprendimiento del hormigón solicitado a tracción

k_{cp} coeficiente para la resistencia al arrancamiento del hormigón

K_t rigidez torsional de un elemento sujeto a torsión; momento por unidad de rotación

K_{tr} índice de la armadura transversal, en mm

K_{05} coeficiente relacionado con el ***percentil 5***

ℓ luz de una viga o losa en una dirección; longitud libre de un voladizo, en mm

ℓ_a longitud de empotramiento adicional de una barra o alambre más allá del eje de un apoyo, o punto de momento nulo, en mm

ℓ_{anc} longitud en la cual se debe anclar un tensor, en mm

ℓ_b ancho del apoyo, en mm

ℓ_{be} longitud del elemento de borde medida desde la cara comprimida del elemento, en mm

ℓ_c longitud de un elemento comprimido en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico, en mm

ℓ_{cb} longitud de arco, de una barra doblada, medida a lo largo del eje de la barra, en mm

ℓ_d longitud de anclaje en tracción de las barras y alambres conformados, malla soldada de acero de alambre liso o conformado, o cordones pretesados, en mm

ℓ_{dc} longitud de anclaje de las barras y alambres conformados en compresión, en mm

ℓ_{db} longitud donde se inhibe la adherencia del acero de pretensado en el extremo del elemento, en mm

ℓ_{dh} longitud de anclaje en tracción de las barras o alambres conformados con un gancho normal, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida desde la sección crítica hasta el inicio del gancho [punto de tangencia] más el radio de doblado interno, más un diámetro de la barra o alambre), en mm

ℓ_{dt} longitud de desarrollo en tracción de barras conformadas con cabeza, medida desde la cara de apoyo de la cabeza hacia la sección crítica, en mm

ℓ_{e} longitud de apoyo de la carga de un anclaje para corte, en mm

ℓ_{ext} extensión recta en el extremo de un gancho normal, en mm

ℓ_{n} longitud de la luz libre medida entre las caras de los apoyos, en mm

ℓ_{sc} longitud de empalme por yuxtaposición en compresión, en mm

ℓ_{st} longitud del empalme por yuxtaposición en tracción, en mm

ℓ_{t} luz del elemento sometido a la prueba de carga, en mm. (Se adopta como la luz menor de los sistemas de losas armadas en dos direcciones). La luz se define como el menor valor entre: **(a)** la distancia entre los ejes de los apoyos, y **(b)** la distancia libre entre los apoyos más el espesor h del elemento. La luz de un voladizo se debe adoptar como el doble de la distancia entre la cara del apoyo y el extremo del voladizo

ℓ_{tr} longitud de transferencia del acero de pretensado, en mm

ℓ_{u} longitud sin apoyo lateral de una columna o tabique, en mm

ℓ_{w} longitud total de un tabique, o longitud del segmento de tabique o muro pilar, considerado en la dirección del esfuerzo de corte, en mm

ℓ_1 longitud de la luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida entre los centros de los apoyos, en mm

ℓ_2 longitud de la luz en la dirección perpendicular a ℓ_1 , medida entre centros de los apoyos, en mm

L sobrecargas o las solicitaciones correspondientes

L_r sobrecargas en las cubiertas o las solicitaciones correspondientes

M momento que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, en N·mm

M_a momento máximo sin mayorar en un elemento, para la etapa en la que se calcula la flecha, en N·mm

M_c momento mayorado, amplificado por los efectos de la curvatura del elemento, a ser utilizado en el diseño de un elemento comprimido, en N·mm

M_{cr} momento de fisuración, en N·mm

M_{cre} momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, en N·mm

M_d momento debido a la carga permanente sin mayorar, en N·mm

M_{max} máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, en N·mm

M_n momento flexor resistente nominal de una sección, en N·mm

M_{sa} momento máximo aplicado, sin mayorar, en el tabique sin incluir los efectos $P\Delta$, en N·mm

M_{sc} momento mayorado en la losa que es resistido por la columna en el nudo, en N·mm

M_u momento mayorado en la sección considerada, en N·mm

M_{ua} momento en una sección ubicada en la mitad de la altura del tabique debido a las cargas horizontales y verticales excéntricas mayoradas, sin incluir los efectos $P\Delta$, en N·mm

M_1 el menor momento mayorado en uno de los extremos de un elemento comprimido, en

N·mm

M_{1ns} momento mayorado de un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_1 , debido a cargas que ***no originan*** un desplazamiento lateral apreciable, y calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, en N·mm

M_{1s} momento mayorado de un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_1 , debido a cargas que ***originan*** un desplazamiento lateral apreciable, y calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, en N·mm

M_2 el mayor momento mayorado en uno de los extremos de un elemento comprimido. Si existe carga transversal entre los apoyos, M_2 se debe tomar como el mayor momento que ocurre en el elemento. El valor M_2 es siempre positivo, en N·mm

$M_{2,min}$ valor mínimo de M_2 , en N·mm

M_{2ns} momento mayorado de un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_2 , debido a cargas que ***no originan*** un desplazamiento lateral apreciable, y calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, en N·mm

M_{2s} momento mayorado de un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa M_2 , debido a cargas que ***originan*** un desplazamiento lateral apreciable, y calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, en N·mm

n en general número de unidades, tales como barras, alambres, dispositivos de anclaje de monocordones, o anclajes

n_s número de pisos por encima de la sección crítica

n_t número de filetes de rosca por mm

N esfuerzo de tracción que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, en N

N_a resistencia nominal a la adherencia en tracción de un único anclaje adhesivo, en N

N_{ag} resistencia nominal a la adherencia en tracción de un grupo de anclajes adhesivos, en N

N_b resistencia básica al desprendimiento del hormigón por tracción de un único anclaje

en hormigón fisurado, en N

N_{ba} resistencia básica a la adherencia en tracción de un único anclaje adhesivo, en N

N_c esfuerzo resultante de tracción que actúa en la parte de la sección transversal de hormigón que está sujeta a esfuerzos de tracción debido a los efectos combinados de las cargas de servicio y el pretensado efectivo, en N

N_{cb} resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por tracción de un único anclaje, en N

N_{cbg} resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por tracción de un grupo de anclajes, en N

N_{cp} resistencia básica al arrancamiento del hormigón de un único anclaje, en N

N_{cpg} resistencia básica al arrancamiento del hormigón de un grupo de anclajes, en N

N_i fuerza resultante de tracción axial en la sección, en N

N_n resistencia nominal a tracción, en N

N_p resistencia al arrancamiento por tracción de un único anclaje en hormigón fisurado, en N

N_{pn} resistencia nominal al arrancamiento por tracción de un único anclaje, en N

N_{sa} resistencia nominal de un único anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes, en tracción, controlada por la resistencia del acero, en N

N_{sb} resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de un único anclaje, en N

N_{sbg} resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de un grupo de anclajes, en N

N_u esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal, que se produce simultáneamente con V_u o T_u . Se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción, en N. (N_u se debe interpretar como la carga axial de diseño para el estado límite último)

N_{ua} esfuerzo de tracción mayorado aplicado a un anclaje o a un anclaje individual dentro

de un grupo de anclajes, en N

$N_{ua,g}$ esfuerzo mayorado total de tracción aplicado a un grupo de anclajes, en N

$N_{ua,i}$ esfuerzo mayorado de tracción aplicado al anclaje que está sujeto a las tensiones más elevadas dentro de un grupo de anclajes, en N

$N_{ua,s}$ esfuerzo mayorado sostenido de tracción, en N

N_{uc} esfuerzo de restricción mayorado aplicado a una conexión de apoyo que actúa perpendicular y simultáneamente con V_u , y que debe ser considerado como positivo para tracción, en N

$N_{uc,max}$ máximo esfuerzo de restricción que se puede transmitir a través de la trayectoria de carga de una conexión de apoyo, multiplicada por el factor de carga, utilizado para las sobrecargas, en combinación con otros efectos de carga mayorados, en N

p_{cp} perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, en mm

p_h perímetro del eje de la armadura de torsión transversal cerrada ubicada en la posición más externa, en mm

p_o perímetro del área A_o , en mm

P_a máxima resistencia admisible a la compresión de un elemento de fundación profunda, en N

P_c carga crítica de pandeo, en N

P_n resistencia nominal a la compresión axial del elemento, en N

$P_{n,max}$ máximo valor de P_n , en N

P_{nt} resistencia nominal a la tracción axial del elemento, en N

$P_{nt,max}$ máximo valor de P_{nt} , en N

P_o resistencia nominal para carga axial, con excentricidad nula, en N

P_{pu} fuerza de pretensado mayorada en el dispositivo de anclaje, en N

P_s carga axial sin mayorar en la sección de diseño, (en la mitad de la altura),

incluyendo los efectos del peso propio, en N

P_u esfuerzo axial mayorado, en N. Se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción

$P\delta$ momento secundario debido a la esbeltez del elemento individual, en N·mm

$P\Delta$ momento secundario debido al desplazamiento lateral, N·mm

q flujo de corte, en N/mm

q_u carga mayorada por unidad de área, N/m^2

Q índice de estabilidad de un piso

r radio de giro de la sección transversal, en mm

r_b radio del mandril de doblado interno de una barra, en mm

R efecto de la carga de servicio por lluvia

R reacción, en N

s separación entre centros de los elementos, tales como armadura longitudinal, armadura transversal, cordones, o anclajes, en mm

s_i separación entre los centros de la armadura en la capa i adyacente a la superficie de un elemento, en mm

s_s desviación estándar de la muestra, en MPa

s_w distancia libre entre almas de vigas adyacentes, en mm

s_2 separación entre los centros de la armadura longitudinal de corte o torsión, en mm

S efecto de las cargas de servicio por nieve

S_m módulo resistente elástico de la sección, en mm^3

S_n resistencia nominal a momento, corte, axial, torsión, o aplastamiento

S_y tensión de fluencia de la conexión, en base al f_y de la parte conectada, para momento, corte, torsión, o fuerza axial, en MPa

t espesor de la pared de una sección hueca, en mm

t_f espesor del ala, en mm

t_{sl} espesor de la llave de corte, en mm

T solicitaciones de coacción y efectos provenientes de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, fluencia lenta de los materiales componentes, contracción, cambios de humedad y asentamientos diferenciales o sus combinaciones

T esfuerzo de tracción que actúa sobre una zona nodal en un modelo de bielas, en N (T también se utiliza para definir las solicitaciones de coacción y efectos provenientes de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, fluencia lenta de los materiales componentes, contracción, cambios de humedad y asentamientos diferenciales o las combinaciones de carga definidas en el artículo 5.3.6)

T_{burst} esfuerzo de tracción en la zona general, que actúa adelante del dispositivo de anclaje causado por la propagación de la fuerza del anclaje, en N

T_{cr} momento de fisuración por torsión, en N·mm

T_t carga total a utilizar en la prueba de carga, en N

T_{th} momento de umbral de torsión, en N·mm

T_n resistencia nominal al momento torsor, en N·mm

T_u momento torsor mayorado en la sección, en N·mm

U resistencia de un elemento o sección transversal requerida para resistir las cargas mayoradas o las solicitaciones correspondientes

v_c tensión correspondiente a la resistencia nominal al corte en dos direcciones aportada por el hormigón, en MPa

v_n tensión equivalente del hormigón correspondiente a la resistencia nominal al corte en dos direcciones de una losa o base, en MPa

v_s tensión equivalente del hormigón correspondiente a la resistencia nominal al corte en dos direcciones aportada por la armadura, en MPa

v_u tensión máxima de corte mayorado en dos direcciones, calculada alrededor del perímetro de una sección crítica dada, en MPa

v_{uv} tensión de corte mayorado en la sección crítica de la losa por la acción en dos direcciones, debido a la combinación de cargas que controla, sin incluir la

transferencia de momento, en MPa

V_b resistencia básica al desprendimiento del hormigón por corte de un único anclaje en hormigón fisurado, en N

$V_{brg,sl}$ resistencia nominal al aplastamiento de una llave de corte en la dirección del corte, en N

V_c resistencia nominal al corte aportada por el hormigón, en N

V_{cb} resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por corte de un único anclaje, en N

V_{cbg} resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por corte de un grupo de anclajes, en N

$V_{cb,sl}$ resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por corte de un dispositivo de fijación con llaves de corte, en N

V_{ci} resistencia nominal al corte aportada por el hormigón cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de la combinación de corte y momento, en N

V_{cp} resistencia nominal al arrancamiento de hormigón de un único anclaje, en N

V_{cpg} resistencia nominal al arrancamiento de hormigón de un grupo de anclajes, en N

V_{cw} resistencia nominal al corte aportada por el hormigón cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de tensiones principales de tracción elevadas en el alma, en N

V_d esfuerzo de corte en la sección, debido a la carga permanente sin mayorar, en N

V_i esfuerzo de corte mayorado en la sección, debido a las cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con M_{max} , en N

V_n resistencia nominal al corte, N

V esfuerzo de corte que actúa sobre un anclaje o grupo de anclajes, en N

$V_{||}$ esfuerzo máximo de corte que puede ser aplicado en la dirección paralela al borde, en N

$V_{\perp}$ esfuerzo máximo de corte que puede ser aplicado en la dirección perpendicular al borde, en N

V_{nh} resistencia nominal al corte horizontal, en N

$V_{n,x}$ resistencia al corte en la dirección x, en N

$V_{n,y}$ resistencia al corte en la dirección y, en N

V_p componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado en una sección, en N

V_s resistencia nominal al corte aportada por la armadura de corte, en N

V_{sa} resistencia nominal al corte de un único anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes, controlada por la resistencia del acero, en N

V_u esfuerzo de corte mayorado en la sección, en N

V_{ua} esfuerzo de corte mayorado aplicado a un único anclaje o grupo de anclajes, en N

$V_{ua,g}$ esfuerzo de corte mayorado total aplicado a un grupo de anclajes, en N

$V_{ua,i}$ esfuerzo de corte mayorado aplicado al anclaje que está sujeto a las tensiones más elevadas dentro de un grupo de anclajes, en N

V_{uh} esfuerzo de corte mayorado aplicado a lo largo de la superficie de contacto en un elemento de hormigón compuesto sujeto a flexión, en N

V_{us} esfuerzo de corte horizontal mayorado en un piso, en N

$V_{u,x}$ esfuerzo de corte mayorado en la sección en la dirección x, en N

$V_{u,y}$ esfuerzo de corte mayorado en la sección en la dirección y, en N

w_c densidad, peso unitario, del hormigón de peso normal o densidad de equilibrio del hormigón liviano, en kg/m^3

w_s ancho de un puntal perpendicular a su eje, mm

w_t ancho efectivo de un tensor en un modelo de bielas, en mm

w_t ancho efectivo de hormigón que rodea a un tensor, utilizado para dimensionar la zona nodal, en mm

$w_{t,max}$ ancho efectivo máximo del hormigón que rodea a un tensor, en mm

w_u carga mayorada por unidad de longitud de una viga o de una losa en una dirección, en

N/mm

W carga debida al viento o las solicitaciones correspondientes

W_a carga de viento a nivel de servicio, en N

y_t distancia desde el eje baricéntrico de la sección transversal bruta del hormigón, sin considerar la armadura, a la cara traccionada, en mm

α ángulo que define la orientación de la armadura

α_c coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia nominal a corte del tabique

α_f relación entre la rigidez a flexión de la sección de una viga y la rigidez a flexión de una faja de losa, cuyo ancho está limitado lateralmente por los ejes centrales de los paños adyacentes (si los hubiera) a cada lado de la viga

$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$

α_{fm} valor promedio de α_f para todas las vigas de borde de un paño de losa

α_s constante que se utiliza para calcular V_c en losas y bases

α_1 ángulo mínimo entre la armadura distribuida en una dirección y un puntal

β relación de la dimensión larga a corta: de las luces libres para losas en dos direcciones; de los lados de una columna, del área de carga concentrada o de reacción; o de los lados de una base

β_b relación entre el área de la armadura longitudinal interrumpida en una sección y el área total de la armadura traccionada de la sección

β_c factor de modificación de confinamiento para puntales y nodos en un modelo de bielas

β_{dns} relación utilizada para tener en cuenta la reducción de rigidez de las columnas debido a las cargas axiales sostenidas o de larga duración

β_{ds} relación entre el máximo esfuerzo de corte sostenido mayorado dentro de un piso y el máximo esfuerzo de corte mayorado en ese piso, asociado con la misma combinación de carga

β_n factor que considera el efecto del anclaje de los tensores sobre la resistencia efectiva a la compresión de una zona nodal

β_s factor que considera el efecto de la armadura de fisuración y de confinamiento, sobre la resistencia efectiva a la compresión del hormigón, en un puntal

β_1 factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro

γ_f factor que se utiliza para determinar la fracción de momento M_{sc} , por flexión de la losa, en las uniones losa-columna

γ_p factor que depende del tipo de acero de pretensado a utilizar

γ_s factor que se utiliza para determinar la fracción de armadura ubicada en la faja central de la base

γ_v factor que se utiliza para determinar la fracción de momento M_{sc} transmitido por excentricidad del corte en las uniones losa-columna

δ factor de amplificación de momentos utilizado para reflejar los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento comprimido

δ_c capacidad de desplazamiento de un tabique en su parte superior, en mm

δ_s factor de amplificación de momentos para pórticos desplazables, utilizado para reflejar el desplazamiento lateral que resulta de las cargas gravitatorias y de las cargas laterales

Δ_{cr} desplazamiento fuera del plano, calculado a media altura del tabique, correspondiente al momento de fisuración, M_{cr} , en mm

Δ_n desplazamiento fuera del plano, calculado a media altura del tabique, correspondiente al momento flexor resistente nominal, M_n , en mm

Δ_o desplazamiento lateral relativo entre la parte superior e inferior de un piso debido a V_{us} , en mm

Δf_p incremento de la tensión en los cordones de pretensado debido a las cargas mayoradas, en MPa

Δf_{ps} tensión en el acero de pretensado bajo las cargas de servicio, menos la tensión de descompresión, en MPa

Δf_{pt} diferencia entre la tensión que puede ser desarrollada en la armadura pretensada en la sección bajo consideración y la tensión requerida para resistir los momentos flexores mayorados en la sección, M_u/ϕ , en MPa

Δ_r desplazamiento residual medido ***24 horas*** después de la remoción de la carga de prueba. Para la primera prueba de carga, el desplazamiento residual se mide en relación a la posición de la estructura al inicio de la prueba de carga. En la segunda prueba de carga, el desplazamiento residual se mide en relación a la posición de la estructura al inicio de la segunda prueba de carga, en mm

Δ_s desplazamiento fuera del plano debido a las cargas de servicio, en mm

Δ_u desplazamiento fuera del plano, calculado en la mitad de la altura de un tabique debido a las cargas mayoradas, en mm

Δ_x deriva de piso de diseño del piso ***x***, en mm

Δ_1 flecha máxima, durante la primera prueba de carga, medida ***24 hora****s* después de la aplicación de toda la carga de prueba, en mm

Δ_2 flecha máxima, durante la segunda prueba de carga, medida ***24 horas*** después de la aplicación de toda la carga de prueba. El desplazamiento se mide en relación a la posición de la estructura al inicio de la segunda prueba de carga, en mm

ε_{cu} máxima deformación específica en la fibra extrema más comprimida del hormigón

ε_s deformación específica del acero

ε_t deformación específica neta de tracción en el acero longitudinal más traccionado, para el cálculo de la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones generadas por el pretensado efectivo, fluencia lenta, contracción, y variación de temperatura

ε_{ty} valor de la deformación específica neta de tracción en el acero longitudinal más traccionado, utilizado para definir una sección controlada por compresión

ε_y deformación específica de fluencia del acero

θ	ángulo entre el eje de un puntal, diagonal comprimida, o campo de compresión y el cordón traccionado de un elemento		
λ	factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del hormigón liviano, en relación con el hormigón de peso normal de igual resistencia a la compresión	λ	en la mayoría de los casos, la reducción en las propiedades mecánicas se debe a la menor relación entre la resistencia a la tracción y la resistencia a la compresión del hormigón liviano con respecto al del hormigón de peso normal. Hay casos en el Reglamento donde λ se utiliza como un modificador para reducir el comportamiento esperado del hormigón liviano cuando la reducción no está relacionada directamente con la resistencia a la tracción
λ_a	factor de modificación que tiene en cuenta la reducción de las propiedades mecánicas del hormigón liviano en algunas aplicaciones de anclaje al hormigón		
λ_s	factor utilizado para modificar la resistencia al corte en base a los efectos de la altura del elemento, denominado comúnmente como factor de efecto de tamaño		
λ_Δ	factor para calcular la flecha adicional debida a efectos a largo plazo		
μ	coeficiente de fricción		
ξ	factor que depende del tiempo para cargas de larga duración (cargas sostenidas)		
ρ	cuantía de la armadura traccionada, no tesa; relación entre A_s y el área $b \cdot d$		
ρ'	cuantía de la armadura comprimida, no tesa; relación entre A'_s y el área $b \cdot d$		
ρ_ℓ	cuantía de la armadura longitudinal distribuida, referida al área total o bruta del hormigón, perpendicular a dicha armadura		
ρ_p	cuantía de la armadura tesa, relación entre A_{ps} y el área $b \cdot d_p$		
ρ_s	relación entre el volumen de armadura del zuncho en espiral y el volumen total del núcleo confinado por el zuncho en espiral, medido desde el diámetro exterior del zuncho		
ρ_t	cuantía de la armadura transversal distribuida, referida al área total o bruta del hormigón, perpendicular a dicha armadura		
ρ_v	relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto		
ρ_w	cuantía de la armadura referida a una sección $b_w \cdot d$; relación entre A_s y el área		

$b_w \cdot d$

ς símbolo del exponente en la ecuación de interacción de la fuerza de tracción/corte

ϕ factor de reducción de resistencia

ϕ_K factor de reducción de rigidez

ϕ_p factor de reducción de resistencia para el momento en un elemento pretensado en la sección transversal, más cercana al extremo del elemento, donde todos los cordones están totalmente anclados

σ tensión de compresión nominal en la fibra extrema del borde de un tabique de hormigón, en MPa

τ tensión de corte, en MPa

τ_{cr} tensión de adherencia característica del anclaje adhesivo en un hormigón fisurado, en MPa

τ_{uncr} tensión de adherencia característica del anclaje adhesivo en un hormigón no fisurado, en MPa

$\psi_{brg,sl}$ factor de aplastamiento de la llave de corte utilizado para modificar la resistencia al aplastamiento de las llaves de corte con base en la influencia de la carga axial

ψ_c factor utilizado para modificar la longitud de anclaje y que depende de la resistencia del hormigón

$\psi_{c,N}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes y que depende de la presencia o ausencia de fisuras en el hormigón

$\psi_{c,P}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia al arrancamiento por tracción de los anclajes y que depende de la presencia o ausencia de fisuras en el hormigón

$\psi_{c,V}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia al corte de los anclajes y que depende de la presencia o ausencia de fisuras en el hormigón, y de la presencia o ausencia de armadura suplementaria

$\psi_{cp,N}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes incorporados al hormigón endurecido, que se han de utilizar en hormigón no fisurado sin armadura suplementaria, para tener en cuenta las tensiones de tracción por hendimiento

$\psi_{cp,Na}$ factor utilizado para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes adhesivos utilizados en hormigón no fisurado y sin armadura suplementaria, para tener en cuenta las tensiones de tracción por hendimiento causadas por la instalación

ψ_{e} factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje y que depende del revestimiento de las armaduras

$\psi_{ec,N}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes y que depende de la excentricidad de las cargas aplicadas

$\psi_{ec,Na}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes adhesivos y que depende de la excentricidad de las cargas aplicadas

$\psi_{ec,V}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia al corte de los anclajes y que depende de la excentricidad de las cargas aplicadas

$\psi_{ed,N}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes y que depende de la proximidad a los bordes del elemento de hormigón

$\psi_{ed,Na}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia a la tracción de los anclajes adhesivos y que depende de la proximidad a los bordes del elemento de hormigón

$\psi_{ed,V}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia al corte de los anclajes y que depende de su proximidad a los bordes del elemento de hormigón

ψ_{g} factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje y que depende del grado de la armadura

$\psi_{h,V}$ factor que se utiliza para modificar la resistencia al corte de los anclajes colocados en elementos de hormigón con $h_a < 1{,}5c_{a1}$

ψ_{o} factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje de las barras con gancho o cabeza, y que depende del recubrimiento lateral y confinamiento

ψ_{p} factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje de las barras de armadura con cabeza, y que depende de la armadura de estribos cerrados paralelos

ψ_r factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje y que depende de la armadura de confinamiento

ψ_s factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje y que depende del diámetro de la armadura

ψ_t factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje y que depende de la ubicación de la armadura en la zona traccionada

ψ_w factor que se utiliza para modificar la longitud de anclaje de las mallas de acero soldadas de alambres conformados en la zona traccionada

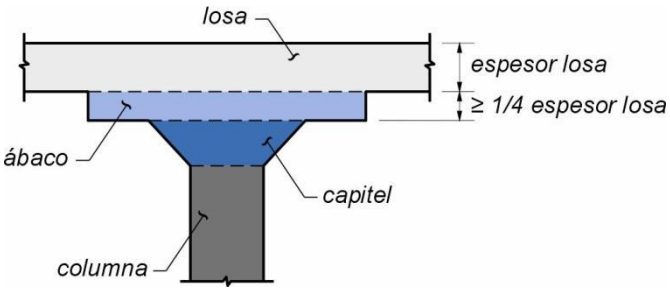
2.3. DEFINICIONES

C 2.3. DEFINICIONES

Las definiciones dadas en este Capítulo se complementan con las definiciones específicas dadas en el ***Reglamento CIRSOC 200-2023 - Reglamento Argentino de Tecnología del Hormigón***, tanto en su ***Anexo al Capítulo 1*** como en el ***Glosario*** al final del Reglamento.

A

Ábaco (drop panel): A los fines de este Reglamento es la zona de la losa sin vigas (o del entrepiso sin vigas), cuyo espesor se ha aumentado alrededor de la columna, del capitel de la columna, o de la ménsula, con el fin de reducir las tensiones. Puede existir o no. También se define como la proyección debajo de la losa utilizada para reducir la cantidad de armadura negativa sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, y para aumentar la resistencia a corte de la losa.



Acero de pretensado (prestressing steel): Elemento de acero de alta resistencia, como alambre, barra, o cordón, o un conjunto de los mismos, que cumple con las especificaciones dadas en el ***Capítulo 20***.

Acero más traccionado (extreme tensión steel): Armadura, pretensada o no, más alejada de la fibra comprimida extrema.

Adhesivo (adhesive): Componentes químicos provenientes de polímeros orgánicos, o de una combinación de polímeros orgánicos y materiales inorgánicos, que al mezclarse inician un proceso de curado.

Aditamento (attachment): Un dispositivo estructural, externo a la superficie del hormigón, que transmite o recibe cargas del anclaje.

Aditivo (admixture): Material diferente del cemento, agua, agregados, adiciones o fibras de refuerzo que se puede incorporar al pastón inmediatamente antes o durante su mezclado como un componente más del hormigón o del mortero, con el objeto de modificar alguna de sus propiedades.

Agregado (aggregate): Material granular, tal como arena, grava, piedra triturada, escoria de hierro de alto horno, o agregado reciclado incluyendo hormigón de cemento hidráulico triturado, utilizado con un medio cementante para formar hormigón o mortero.

Agregado (aggregate): La definición de materiales reciclados es muy amplia y puede incluir materiales que no cumplan con las especificaciones de este Reglamento para su utilización en hormigón estructural, por esta razón en el caso de Hormigones con Agregados Reciclados (HR) se debe aplicar el artículo 9.7 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023 - Reglamento Argentino de Tecnología del Hormigón***, y específicamente para agregados reciclados su artículo 9.7.3.

Agregado liviano (lightweight aggregate): En este Reglamento se refiere al agregado natural de arcilla expansiva con partículas petrificadas, en conformidad con la norma IRAM 1567-2008.

Agregado liviano (lightweight aggregate): En algunas normas y documentos, el término "***agregado liviano***" se reemplaza por el término "***agregado de baja densidad***".

Altura útil de la sección, d, (effective depth of section): Distancia medida desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura traccionada.

Análisis con elementos finitos (finite element analysis): Un procedimiento de modelaje numérico en el cual la estructura se divide en un número de elementos discretos para el análisis.

Anclaje (anchor): Elemento de acero, ya sea incorporado antes de la colocación del hormigón o incorporado al hormigón endurecido, que se utiliza para transmitir las cargas aplicadas al hormigón.

Anclaje (anchor): Los anclajes hormigonados in situ incluyen los bulones con cabeza, bulones con gancho (J o L) y pernos con cabeza. Los anclajes incorporados al hormigón endurecido incluyen anclajes de expansión, anclajes sobreperforados, anclajes de tornillo y anclajes adhesivos. Los elementos de acero para anclajes adhesivos incluyen varillas roscadas, barras y alambres conformados, o camisas de acero roscadas internamente y con conformados externos. Los tipos de anclaje se muestran en la ***Figura C 2.1***.

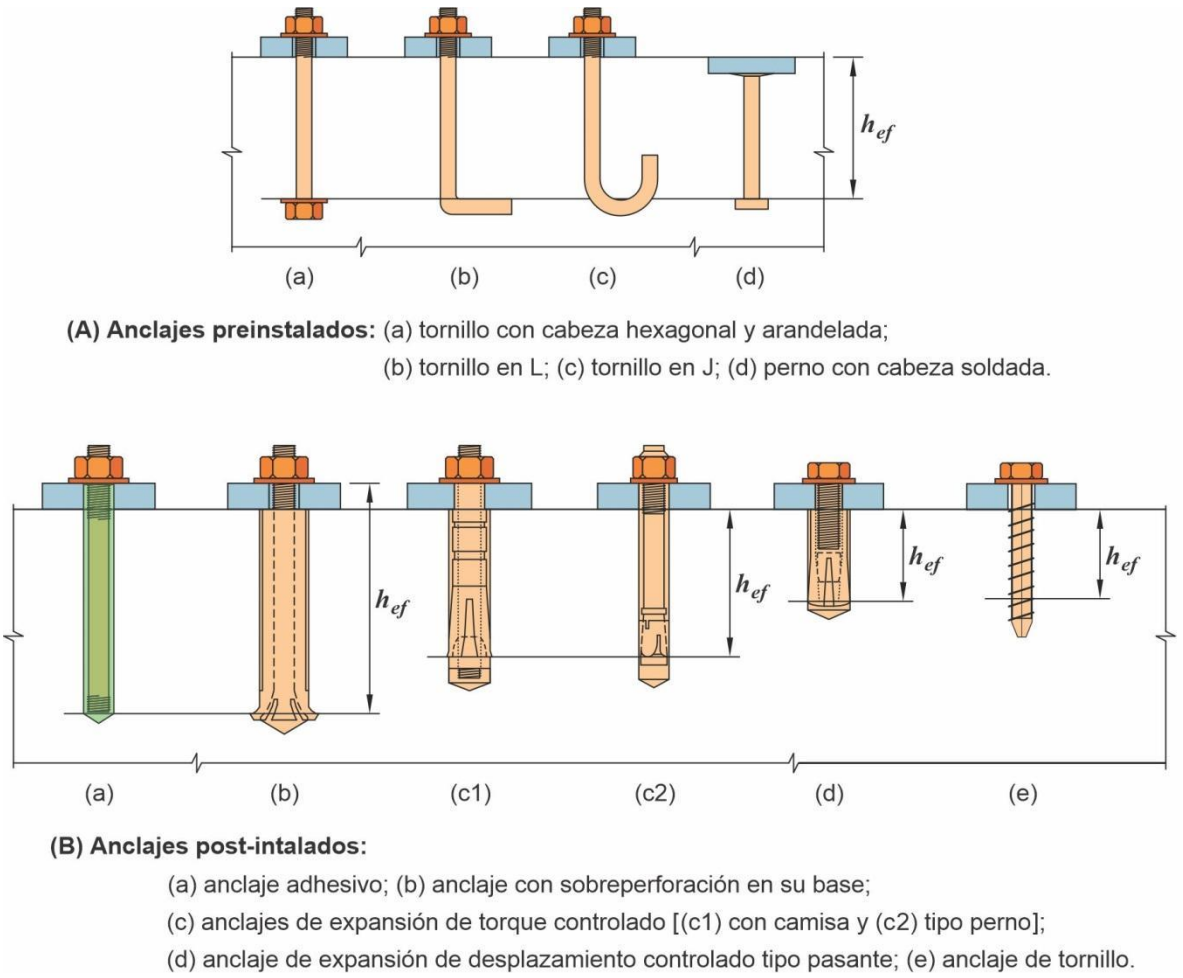


Figura C 2.1. Tipos de anclajes

Anclaje adhesivo (adhesive anchor): Un anclaje post-instalado, insertado en el hormigón endurecido, con una perforación de diámetro no mayor que ***1,5*** veces el diámetro del anclaje, y que transfiere las cargas al hormigón por adherencia entre el anclaje y el adhesivo, y entre el adhesivo y el hormigón.

Anclaje adhesivo (adhesive anchor): El modelo de diseño incluido en el ***Capítulo 17*** para anclajes adhesivos se basa en el comportamiento de anclajes colocados en orificios cuyos diámetros no exceden ***1,5*** veces el diámetro del anclaje. Los anclajes, colocados en orificios con diámetros mayores de ***1,5*** veces el diámetro del anclaje, se comportan de manera diferente y por esta razón están excluidos del alcance del Reglamento. Para limitar la contracción y reducir el desplazamiento bajo carga, la mayoría de los sistemas de anclajes adhesivos requieren que el espacio libre anular sea tan pequeño como sea posible pero al mismo tiempo lo suficiente para permitir la inserción del elemento de anclaje en el orificio lleno de adhesivo y garantizando que toda el área de la superficie del anclaje quede cubierta de adhesivo. El espacio libre anular es generalmente más grande para barras de armadura que para barras roscadas. El diámetro requerido para el orificio está indicado en las instrucciones impresas del fabricante del anclaje (MPII, Manufacturer´s printed installation instructions).

Anclaje de expansión (expansion anchor): Un anclaje post-instalado, incorporado al hormigón endurecido, que transfiere cargas desde, o hacia, el hormigón por apoyo directo o fricción, o ambos.

Anclaje de expansión (expansion anchor): Los anclajes de expansión pueden ser de torque controlado, en los cuales la expansión se logra por medio de un torque que actúa sobre el tornillo o bulón; o bien de desplazamiento controlado, en los cuales la expansión se logra por medio de fuerzas de impacto que actúan sobre una camisa o tapón

y la expansión es controlada por la longitud de avance de la camisa o tapón.

Anclaje de tornillo (screw anchor): Anclaje mecánico roscado incorporado al hormigón endurecido que transfiere las cargas al hormigón por medio del entrabado entre el roscado del tornillo con el acanalado interno que el roscado produce en la superficie interna de la perforación previamente hecha en el hormigón durante la instalación del anclaje.

Anclaje de tornillo (screw anchor): El diámetro del orificio pre-taladrado para un anclaje de tornillo lo aporta el fabricante del anclaje.

Anclaje horizontal o inclinado hacia arriba (horizontal or upwardly inclined anchor): Un anclaje instalado en un orificio taladrado horizontalmente o taladrado en cualquier orientación por encima de la horizontal.

Anclaje horizontal o inclinado hacia arriba (horizontal or upwardly inclined anchor): La ***Figura C 2.2*** ilustra las posibles orientaciones del orificio para anclajes horizontales o inclinados hacia arriba.

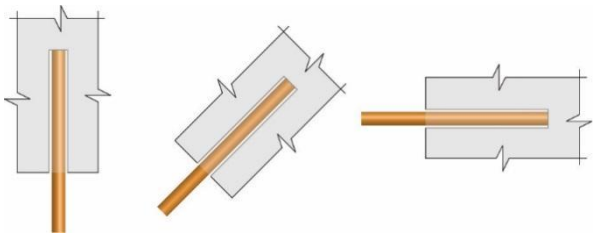


Figura C 2.2. Posibles orientaciones de anclajes superiores, inclinados hacia arriba u horizontales.

Anclaje incorporado al hormigón endurecido (post-installed anchor): Un anclaje incorporado una vez que el hormigón ha endurecido. Los anclajes adhesivos, anclajes de expansión, anclajes de tornillos, y los anclajes sobreperforados, constituyen ejemplos de anclajes incorporados en el hormigón endurecido.

Anclaje hormigonado in situ (cast-in anchor): Un bulón con cabeza, perno con cabeza, o bulón con gancho, incorporado antes de la colocación del hormigón.

Anclaje sobreperforado (undercut anchor): Anclaje incorporado al hormigón endurecido que desarrolla su resistencia a la tracción por la trabazón mecánica que se logra rebajando el hormigón en el extremo empotrado del anclaje. El rebajado se logra con un taladro especial antes de instalar el anclaje o, alternativamente, con el propio anclaje durante su instalación.

Área de influencia proyectada (projected influence area): Área definida por líneas rectas en la superficie libre del elemento de hormigón que se utiliza para calcular la resistencia de adherencia de los anclajes adhesivos.

Área proyectada (projected area): Área sobre la superficie libre del elemento de hormigón que se utiliza para representar la base mayor de la supuesta

superficie rectilínea de falla.

Armadura (reinforcement): Conjunto de barras, alambres, mallas soldadas o cordones de acero, que se incorporan a la masa del hormigón con el objeto de resistir en forma conjunta con este, los esfuerzos internos calculados. Debe cumplir con los requisitos establecidos en el ***Capítulo 20***. La armadura pretensada con cordones externos también se considera armadura.

Armadura conformada (deformed reinforcement): Barras, alambres o mallas soldadas de acero, cuya superficie presenta salientes con el fin de mejorar su adherencia con el hormigón, y que deben cumplir los requisitos especificados en el ***Capítulo 20***.

Armadura conformada (deformed reinforcement): La armadura conformada se define como aquella que cumple con las especificaciones dadas para barras y alambres de acero para armaduras, y para mallas de alambres de acero soldados, en el ***Capítulo 20***.

En la medida en que las barras, los alambres y las mallas tengan un conformado que se ajuste a esta definición, serán válidas las longitudes de anclaje definidas en este Reglamento. Las barras o alambres que no cumplan con los requisitos de conformación, o los alambres integrantes de las mallas soldadas, que no cumplan con los requisitos de conformación ni de separación, se deben considerar como "armadura lisa" a los fines de este Reglamento, y en el caso de las barras o alambres sólo se podrán utilizar para ejecutar zunchos en espiral.

Armadura de pretensado (prestressed reinforcement): Armadura de pretensado que ha sido tesada para introducir fuerzas de pretensado en el hormigón.

Armadura de pretensado adherido (bonded prestressed reinforcement): Armadura pretesada o armadura pretensada en un cordón adherido.

Armadura del anclaje (anchor reinforcement): Armadura utilizada para transferir la carga de proyecto desde los anclajes hacia el elemento estructural.

Armadura del anclaje (anchor reinforcement): La armadura del anclaje se diseña y detalla específicamente con el propósito de transferir las cargas desde el anclaje al elemento. La armadura en forma de horquilla generalmente se utiliza para este fin (ver el artículo 17.5.2.1). No obstante, otras configuraciones que puedan demostrar la capacidad de transferir efectivamente la carga del anclaje son aceptables.

Armadura lisa (plain reinforcement): Barras, alambres o mallas soldadas de acero cuya superficie no presenta salientes y que deben cumplir con los requisitos especificados en el ***Capítulo 20***.

Armadura no pretensada (non-prestressed reinforcement): Armadura adherente que no se tesa.

Armadura suplementaria (supplementary reinforcement): Armadura colocada para restringir el posible desprendimiento del hormigón, pero que no está diseñada para transferir la carga de proyecto desde los anclajes al elemento estructural.

Armadura suplementaria (supplementary reinforcement): La armadura suplementaria tiene una configuración y ubicación similar a la armadura del anclaje, pero no está diseñada específicamente para transferir las cargas desde los anclajes al elemento. Los estribos, tal como son utilizados para armadura de corte, pueden ubicarse dentro de esta categoría.

Autoridad fiscalizadora (building official): Organismo que en la jurisdicción nacional, provincial o municipal en que se encuentra la Obra, ejerce el poder de fiscalizar la seguridad de la construcción. Término utilizado en este Reglamento para identificar al Organismo responsable de administrar y hacer cumplir lo prescripto en este Reglamento.

B

Barras conformadas con cabeza (headed deformed bars): Barras conformadas con cabeza unidas a uno o a ambos extremos.

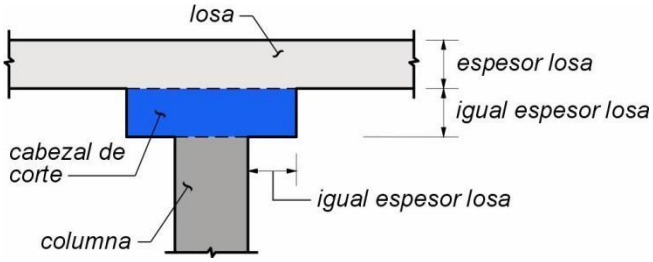
Barras conformadas con cabeza (headed deformed bars): El área de apoyo de una barra conformada con cabeza es, en gran medida, perpendicular al eje de la barra. Por el contrario, el área de apoyo de la cabeza de la armadura constituida por un perno con cabeza es una superficie espacial de revolución no plana, como se muestra en la ***Figura C 20.4.1***. Los dos tipos de armadura difieren en otros aspectos. El vástago del perno con cabeza es liso mientras que el de la barra con cabeza es conformado. Se permite que el área mínima neta de apoyo de la cabeza de una barra conformada con cabeza sea tan pequeña como cuatro veces el área de la barra. Por otro lado, el área mínima de un perno con cabeza no se encuentra especificada en términos del área de apoyo, sino en función del área total de la cabeza que debe ser al menos ***10 veces*** el área del vástago.

Bulón con cabeza (headed bolt): Anclaje de acero incorporado antes de la colocación del hormigón que desarrolla su resistencia a tracción a través de la trabazón mecánica aportada por una cabeza o tuerca en el extremo embebido del anclaje.

Bulón con gancho (hooked bolt): Anclaje hormigonado in situ, anclado principalmente por el extremo embebido en el hormigón del codo a ***90°*** (bulón en L) o del codo a ***180°*** (bulón en J), con un e_h mínimo de $3d_a$.

C

Cabezal de corte (shear cap): Proyección bajo una losa utilizada para aumentar la resistencia a corte de la losa.



Camisa de separación (distance sleeve): Una camisa que envuelve la parte central de un anclaje sobreperforado, de un anclaje de expansión con torque controlado, o de un anclaje de expansión con desplazamiento controlado, pero que no se expande.

Camisa de expansión (expansion sleeve): La parte externa de un anclaje de expansión que es forzada hacia afuera por la parte central, ya sea por

aplicación de torque o impacto, para apoyarse contra los lados del orificio taladrado previamente. Ver también anclaje de expansión.

Capitel (column capital): Ensanchamiento del extremo superior de una columna de hormigón ubicada directamente bajo la losa o ábaco y construida monolíticamente con la columna.

Cargas (loads): Fuerzas y otras acciones que resultan del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus enseres, efectos ambientales, movimientos diferenciales, y cambios volumétricos restringidos. Las cargas permanentes corresponden a cargas cuyas variaciones en el tiempo son excepcionales o de magnitud pequeña. Todas las demás cargas se consideran cargas variables.

Carga de servicio (service load): Carga a la cual puede estar solicitado un elemento estructural durante el uso para el cual ha sido previsto.

Carga mayorada (factored load): Carga que, multiplicada por los factores de mayoración apropiados, se utiliza con el objeto de dimensionar los elementos mediante el método de diseño propuesto en este Reglamento.

Carga permanente (dead load): (a) El peso de los elementos soportados por la estructura, y los aditamentos o accesorios permanentes que probablemente estén presentes en una estructura en servicio; o **(b)** las cargas que se definen como tales en los Reglamentos CIRSOC para cada material, sin factores de carga.

Carga permanente debida al peso propio (self-weight dead load): Peso del sistema estructural, incluyendo el peso de cualquier terminación superficial de hormigón adherido.

Carga permanente sobrepuesta (superimposed dead load): Cargas permanentes diferentes del peso propio que están presentes o se consideran en el diseño.

Colector (collector): Elemento que actúa en tracción o compresión axial para transmitir fuerzas entre un diafragma y un elemento vertical del sistema resistente a fuerzas laterales.

Columna (column): Elemento, usualmente o predominantemente vertical, utilizado principalmente para resistir carga axial de compresión, pero que también puede resistir momento, corte, o torsión. Las columnas utilizadas como parte de un sistema resistente ante fuerzas laterales resisten la carga axial, momento y corte combinados. Ver también pórtico resistente a momento.

Combinación de carga de proyecto (design load combination): Combinación de cargas y fuerzas

Cargas (loads): Se dan varias definiciones de carga porque este Reglamento contiene diversos requisitos que se deben cumplir para distintos niveles de carga; como por ejemplo, ***cargas de servicio*** y ***cargas mayoradas***.

Los términos ***carga permanente*** y ***sobrecarga de proyecto*** se refieren a las cargas sin mayorar (***cargas de servicio***) definidas o especificadas en el ***Reglamento CIRSOC 101-2024***. Las cargas de servicio (cargas sin mayorar) se deben utilizar para dimensionar o verificar elementos de manera que tengan un adecuado comportamiento en servicio bajo las condiciones que establece este Reglamento.

Las cargas utilizadas para dimensionar un elemento, a fin de que este tenga la resistencia requerida, se definen como ***cargas mayoradas***. Las ***cargas mayoradas*** son ***cargas de servicio*** multiplicadas por los ***factores de carga*** apropiados, para obtener la resistencia requerida, excepto en viento que ya se especifica como carga mayorada en el ***Reglamento CIRSOC 101-2024***. Las estructuras sometidas a acciones sísmicas se deben diseñar de acuerdo con las prescripciones establecidas en el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***. La terminología **carga mayorada**, aclara cuándo se aplican los factores de carga a una carga particular, momento, esfuerzo de corte, etc.

mayoradas.

Comitente: Persona física o jurídica que encomienda las tareas profesionales.

Conexión (connection): Región de una estructura donde se unen dos o más elementos. Una conexión también se refiere a una región donde se unen elementos en que uno o más son prefabricados.

Construcción en dos direcciones (two-way construction): Elementos diseñados para ser capaces de soportar cargas a través de la flexión en dos direcciones. Dentro de esta clasificación se encuentran algunas losas y fundaciones. Ver también construcción en una dirección.

Construcción en una dirección (one-way construction): Elementos diseñados para ser capaces de soportar todas las cargas a través de la flexión en una sola dirección. Ver también construcción en dos direcciones.

Construcción en una dirección (one-way construction): Las viguetas, vigas, y algunas losas y fundaciones se consideran construcción en una dirección.

Contratista principal o empresa contratista: Persona física o jurídica adjudicataria de los trabajos, que ha tomado a su cargo la ejecución de la obra y que asume la responsabilidad ante el Comitente, las autoridades públicas y ante terceros, por la ejecución de la obra en los términos que establece la Ley.

Control de calidad (quality control): Acciones que toma un productor o un constructor para asegurar un control sobre lo que se está ejecutando y lo que se está suministrando, para garantizar que se están cumpliendo con las especificaciones y normas de aplicación y con las prácticas correctas de ejecución.

Control de conformidad (compliance control): Control que practica el Director de Obra o el Usuario con el objeto de verificar la conformidad con una especificación y valorar la aptitud de los materiales y las estructuras.

Cordón (tendon): En las aplicaciones pretensadas es el acero de pretensado. En las aplicaciones postesadas es un conjunto completo, compuesto por los anclajes, el acero de pretensado, el recubrimiento del acero de pretensado (en el caso de las aplicaciones sin adherencia) y las vainas inyectadas (en el caso de las aplicaciones adherentes).

Cordón adherente (bonded tendon): Cordón en el cual el acero de pretensado se adhiere al hormigón, ya sea directamente o a través de la mezcla de inyección.

Cordón externo (external tendon): Cordón externo, a la sección transversal del elemento de hormigón, en aplicaciones de postesado.

Cordón externo (external tendón): En aplicaciones nuevas o existentes, es un cordón total o parcialmente externo, ubicado por fuera de la sección transversal del elemento de hormigón, o dentro de una sección tipo cajón cerrado, y fijado en los dispositivos de anclaje y en los puntos de desviación.

Cordón no adherente (unbonded tendon): Cordón en el cual el acero de pretensado está impedido de adherirse al hormigón y se puede mover libremente en relación con él. En este caso la fuerza de pretensado es transferida, en forma permanente al hormigón, en los extremos del cordón exclusivamente por los dispositivos de anclajes.

Criterios de conformidad (compliance requirements): Requisitos del Reglamento relacionados con el proyecto, dirigidos al contratista, y que se incluyen en los documentos del proyecto por parte del Director de Obra u otro, según corresponda.

Criterios de conformidad (compliance requirements): A pesar de que se han dirigido directamente al contratista, los criterios de conformidad también son utilizados comúnmente por otros involucrados en el proyecto.

Curado del hormigón (curing concrete): El mantenimiento del contenido de humedad y de la temperatura en el hormigón, necesarios para el desarrollo de los procesos de hidratación del cemento y de las consecuentes propiedades deseadas en el hormigón endurecido. El curado es particularmente importante durante las primeras edades de un hormigón.

Curado normal (normal curing): El que se realiza almacenando las probetas de ensayo en una cámara de curado húmedo o en una pileta con agua saturada de cal y temperatura similar a la de la cámara de curado húmedo.

D

Deformación específica neta de tracción (net tensile strain): Deformación específica de tracción cuando la solicitación alcanza la resistencia nominal, excluidas las deformaciones específicas debidas al pretensado efectivo, la fluencia lenta, la contracción y la temperatura.

Deformación específica límite para secciones controladas por compresión (Compression-controlled strain limit): Deformación específica neta de tracción bajo condiciones de deformación específica balanceada.

Densidad de equilibrio (equilibrium density): Densidad del hormigón liviano, determinada de acuerdo con la ASTM C567, o la norma IRAM correspondiente si existiese.

Deriva de piso de diseño (design story drift ratio): Diferencia relativa del desplazamiento lateral de diseño entre la parte superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso.

Diafragma estructural (structural diaphragm): Elemento, tal como una losa de entrepiso o cubierta, que transmite las fuerzas que actúan en el plano del elemento hacia los elementos verticales del sistema resistente a las fuerzas laterales. Un diafragma estructural puede incluir cordones y colectores como

parte del diafragma.

Discontinuidad (discontinuity): Cambio abrupto en la geometría o en las cargas.

Director de obra: Profesional que ejerce personalmente o como jefe de un equipo la Dirección de la Obra. Es la autoridad máxima de la misma y el responsable de la aplicación de este Reglamento.

Diseño (design): A los fines de este Reglamento se ha utilizado la palabra "diseño" como sinónimo de "proyecto". El diseño incluye el planteo estructural, el dimensionamiento y los detalles de armado de las secciones y de los elementos estructurales.

Dispositivo básico de anclaje monocordón (basic monostrand anchorage device): Dispositivo de anclaje utilizado con cualquier cordón individual o barra individual de diámetro $d_b \leq 16\ mm$, que cumple con 25.8.1, 25.8.2 y 25.9.3.1(a).

Dispositivo básico de anclaje para varios cordones (basic multistrand anchorage device): Dispositivo de anclaje utilizado con varios cordones, o alambres, o con barras de diámetro $d_b > 16\ mm$, que cumple con 25.8.1, 25.8.2 y 25.9.3.1(b).

Dispositivo básico de anclaje (basic anchorage device): Son aquellos dispositivos que están dimensionados de tal manera que se puede verificar analíticamente el cumplimiento de los requisitos para las tensiones en los apoyos y la rigidez, sin tener que realizar los ensayos de aceptación que se exigen a los dispositivos especiales de anclaje.

Dispositivo de anclaje (anchorage device): Dispositivo utilizado en postesado para transferir la fuerza de postesado desde el acero de pretensado al hormigón.

Dispositivo de anclaje (anchorage device): La mayoría de los dispositivos de anclaje para el postesado son dispositivos de fabricación estándar y disponibles en diferentes fuentes comerciales. En algunos casos, se desarrollan ensamblajes, o detalles fuera de lo común que combinan varias cuñas o chapas de cuña para anclar la armadura pretensada. Tanto los dispositivos de anclaje estándar como los no estándar se pueden clasificar ya sea como dispositivos básicos de anclaje o dispositivos especiales de anclaje, tal como se define en este Reglamento y en el ***Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros - CIRSOC 802***.

Dispositivo especial de anclaje (special anchorage device): Dispositivo de anclaje que satisface los ensayos de aceptación especificados en el artículo 25.9.3.1(c), hasta tanto se redacte la norma IRAM específica.

Dispositivo especial de anclaje (special anchorage device): Un dispositivo especial de anclaje es cualquier dispositivo (para uno o varios cordones) que no cumple con las tensiones de apoyo especificadas en el ***Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros - CIRSOC 802***, y cuando sean aplicables, con los requisitos de rigidez. La mayoría de los dispositivos de anclaje con varias superficies de apoyo ofrecidos comercialmente son dispositivos especiales de anclaje. Según lo indicado en el artículo 25.9.3, dichos dispositivos pueden ser utilizados sólo cuando se haya demostrado experimentalmente que cumplen los requisitos especificados en el ***Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros - CIRSOC 802***. Esta demostración de cumplimiento normalmente será suministrada por el fabricante del dispositivo.

Distancia al borde (edge distance): La distancia desde el borde de la superficie de hormigón al centro del anclaje más cercano.

Documentos de construcción (construction documents): Documentos escritos y gráficos, y especificaciones del proyecto, preparados o reunidos para describir la ubicación, diseño, materiales, y características físicas de los elementos de un proyecto, necesarios para obtener un permiso de obra y realizar la construcción del proyecto.

Durabilidad (durability): La capacidad del hormigón de la estructura para resistir las acciones del medio ambiente, de acuerdo con las prescripciones de este Reglamento y del ***Reglamento CIRSOC 200-2023 - Reglamento Argentino de Tecnología del Hormigón***.

E

Efectos de cargas (load effects): Fuerzas y deformaciones generadas en los elementos estructurales por las cargas aplicadas o por los cambios de volumen restringidos.

Efectos de cargas (load effects): Las tensiones y deformaciones unitarias están directamente relacionados con las fuerzas y deformaciones y se consideran como efectos de cargas.

Elementos compuestos de hormigón solicitados a flexión (composite concrete flexural members): Elementos prefabricados de hormigón y/o elementos hormigonados en obra, solicitados a flexión, fabricados en etapas separadas pero interconectados de tal manera que todos los elementos respondan a las cargas como una unidad.

Elemento de borde (boundary element): Zonas a lo largo de los bordes de los tabiques y de los diafragmas estructurales, incluyendo los bordes de las aberturas, reforzados con armadura longitudinal y transversal.

Elemento dúctil de acero (ductile steel element): Un elemento con un alargamiento medido en un ensayo de tracción de al menos ***14 %***, y una reducción de área de al menos un ***30 %***, valores sujetos a la redacción de una norma IRAM-IAS específica.

Elemento dúctil de acero (ductile steel element): El alargamiento del ***14 %*** se deberá medir sobre la longitud calibrada especificada en la norma IRAM-IAS correspondiente al acero en cuestión. Debido a la preocupación respecto a una fractura en la zona roscada, se debe verificar que las barras conformadas roscadas cumplen con los requisitos de resistencia del artículo 25.5.7.1.

Elemento frágil de acero (brittle steel element): Un elemento con un alargamiento medido en un ensayo de tracción menor al ***14 %***, o una reducción en área de menos del ***30 %*** en la falla.

Elemento frágil de acero (brittle steel element): El ***14 %*** del alargamiento se debe medir sobre la longitud especificada en la norma IRAM-IAS correspondiente al acero utilizado.

Elementos compuestos de hormigón solicitados a flexión (composite concrete flexural members): Elementos prefabricados de hormigón y/o elementos hormigonados en obra, solicitados a flexión, fabricados en etapas separadas pero interconectados de tal manera que todos los elementos respondan a las cargas como una unidad.

Estribo, estribo de viga o estribo para corte (stirrup): Armadura empleada para resistir esfuerzos de corte y de torsión en un elemento estructural. Por lo general se trata de barras, alambres o mallas de

Estribo (stirrup): En inglés el término “stirrup” se utiliza para definir la armadura transversal de vigas o losas y el término “tie” se utiliza para la armadura transversal en elementos sujetos a compresión. Desafortunadamente “tie”

acero soldadas de alambres lisos o conformados, rectos o doblados en forma de L, de U o rectangular, ubicados perpendicularmente o en ángulo, con respecto a la armadura longitudinal. (El término estribo se aplica normalmente a la armadura transversal de elementos solicitados a flexión y el término estribo de columna o cerrado, a los que están en elementos solicitados preponderantemente a compresión). Ver también ***estribo de columna***.

también quiere decir en inglés “amarre” y “tensor”. Esto hace que en muchas bibliografías se utilice, o se encuentre, el término “estribo” tanto para la armadura transversal de vigas como de columnas.

Es por ello, que se ha considerado necesario diferenciar los estribos de columnas de los estribos de vigas, ya que se trata de dos elementos que tienen funciones diferentes en la estructura y requisitos diferentes dentro de este Reglamento. Mientras los estribos de columnas son elementos destinados a impedir el pandeo de las barras individuales de columnas o tabiques, los estribos de viga (o estribos para corte) se utilizan para absorber esfuerzos de corte excedentes que no puede absorber el hormigón. Esta diferenciación conceptual no existía en los reglamentos utilizados hasta ahora en el país.

Estribo de columna o cerrado (tie): barra, alambre o malla soldada que abraza la armadura longitudinal de un elemento comprimido. Incluye a las barras o alambres continuos doblados en forma de círculo, rectángulo u otra forma poligonal sin esquinas entrantes.

Estribo cerrado de confinamiento (hoop): Estribo cerrado o estribo circular continuo, constituido por uno o varios elementos de armadura que tienen ganchos sísmicos en ambos extremos. Un estribo cerrado compuesto por barras conformadas con cabeza entrelazadas no se considera un estribo de confinamiento.

F

Faja viga-losa (slab-beam-strip): En losas pretensadas en dos direcciones, el ancho del sistema de entrepiso, incluyendo tanto la losa como la viga, si corresponde, limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes para una faja viga-losa interior, o por el eje central del panel adyacente y el borde de la losa para una faja viga-losa exterior.

Fricción por curvatura (Curvature friction): La fricción que resulta de la curvatura del trazado especificado de los cordones de pretensado.

Fricción por desviación involuntaria (Wobble friction): En hormigón pretensado, la fricción provocada por una desviación no intencional de la vaina de pretensado, respecto del trazado previsto.

Fuerza del gato (jacking force): En hormigón pretensado, la fuerza temporal ejercida por el dispositivo que introduce la tensión en el acero de pretensado.

G

Gancho sísmico (seismic hook): Gancho en el extremo de un estribo o gancho suplementario que tiene un doblez de no menos ***135°***, excepto que en

los estribos cerrados de confinamiento circulares deben tener un doblez no menor de ***90°***. Los ganchos sísmicos deben tener una extensión de al menos $6 \cdot d_b$, pero no menor de ***75 mm***. Los ganchos deben abrazar la armadura longitudinal y las extensiones se deben proyectar hacia el interior del estribo o estribo cerrado de confinamiento.

Gancho suplementario (crosstie): Barra de refuerzo continua que tiene un gancho sísmico en un extremo y un gancho no menor de ***90°*** con una extensión mínima de $6 \cdot d_b$ en el otro extremo. Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales periféricas. Los ganchos de ***90°*** de dos ganchos suplementarios sucesivos, que abrazan las mismas barras longitudinales deben tener sus extremos alternados.

Grupo de anclajes (anchor group): Un número de anclajes similares, con aproximadamente la misma profundidad efectiva de empotramiento y con separación ***s*** entre anclajes adyacentes de tal forma que las áreas proyectadas se superpongan.

Grupo de anclajes (anchor group): Para todos los posibles modos de falla (falla del acero, desprendimiento del hormigón, arrancamiento del anclaje, descascaramiento del recubrimiento lateral, y arrancamiento del hormigón), solo se deben considerar aquellos anclajes susceptibles de sufrir un modo de falla particular al evaluar la resistencia asociada con ese modo de falla.

H

Hormigón (concrete): Es una mezcla homogénea compuesta por una pasta de cemento y agua, con agregados gruesos y finos, que en estado fresco tiene cohesión y trabajabilidad y que luego, por el fraguado y el endurecimiento de la pasta cementicia, adquiere resistencia. Además de estos componentes básicos, también puede contener aditivos químicos y/o adiciones minerales pulverulentas.

Hormigón liviano (lightweight concrete): Hormigón elaborado de agregado fino natural y agregado grueso con arcilla expansiva con partículas petrificadas.

Hormigón de peso normal (normalweight concrete): Hormigón que contiene agregados finos y gruesos que cumplen con lo especificado en las normas IRAM 1512 y 1531 y que tiene una masa por unidad de volumen del material seco a masa constante comprendida entre ***2000 y 2800 kg/m^3***.

Hormigón estructural (structural concrete): Todo hormigón utilizado con propósitos estructurales, incluyendo al hormigón simple y al hormigón armado (Se debe notar que de acuerdo con la definición anterior el hormigón armado incluye al hormigón pretensado).

Hormigón proyectado (shotcrete): Mortero u hormigón colocado neumáticamente por proyección a alta velocidad desde una boquilla sobre una superficie.

Hormigón proyectado de mezcla húmeda (wet-mix shotcrete): Hormigón proyectado en el cual los ingredientes del hormigón, incluyendo el agua, se mezclan antes de introducirlos en la manguera de lanzamiento.

Hormigón proyectado de mezcla seca (dry-mix shotcrete): Hormigón proyectado en el cual la mayor parte del agua de mezcla se adiciona a los ingredientes del hormigón en la boquilla.

Hormigón liviano estructural (lightweight concrete): Hormigón simple o armado que contiene agregados livianos y cuya masa por unidad de volumen del material seco a masa constante es igual o mayor que ***800 kg/m^3*** y menor que ***2000 kg/m^3***.

Hormigón liviano con arena de peso normal (sand-lightweight concrete): Hormigón liviano que contiene agregados finos de ***peso normal*** que cumplen con lo especificado en la norma IRAM 1512 y agregados gruesos de ***peso liviano*** que cumplen con lo especificado en la norma IRAM 1567.

Hormigón liviano con arena de peso normal (sand-lightweight concrete): Según la terminología del Reglamento, el "hormigón liviano con arena de peso normal" es el hormigón liviano estructural en el cual todo el agregado fino ha sido sustituido por arena. Esta definición quizás no concuerde con la costumbre de algunos proveedores de materiales o de algunos contratistas, quienes sustituyen por arena casi todos los finos de peso liviano, aunque no todos. Con el fin que las disposiciones de este Reglamento se apliquen de la manera apropiada, se deben especificar los límites de sustitución, interpolando cuando se utilice un reemplazo parcial de arena.

Hormigón no pretensado (nonprestressed concrete): Hormigón armado con al menos la mínima cuantía de armadura no pretensada; o para losas en dos direcciones, con menos de la cuantía mínima de armadura pretensada.

Hormigón no pretensado (nonprestressed concrete): El hormigón no pretensado generalmente no contiene armadura pretensada. Para las losas pretensadas en dos direcciones se requiere un nivel mínimo de esfuerzo a compresión en el hormigón debido al pretensado efectivo, de acuerdo con el artículo 8.6.2.1. Las losas en dos direcciones con menos de este nivel de precompresión requieren ser diseñadas como hormigón no pretensado.

Hormigón pretensado (prestressed concrete): Hormigón armado al que se le aplican esfuerzos internos por medio de armadura pretensada a fin de reducir las potenciales tensiones de tracción en el hormigón, causadas por las cargas.

Hormigón pretensado (prestressed concrete): Las clases de pretensado en elementos sujetos a flexión se definen en el artículo 24.5.2.1. Las losas pretensadas en dos direcciones requieren un nivel mínimo de esfuerzos de compresión en el hormigón debido al pretensado efectivo, de acuerdo con el artículo 8.6.2.1. Aunque el comportamiento de un elemento de hormigón pretensado con cordones no adherentes puede variar con relación al de los elementos con cordones continuamente adherentes, los hormigones pretensados adherentes o no, junto con el hormigón armado convencional, se han agrupado bajo el término genérico de hormigón armado. Las disposiciones comunes al hormigón pretensado y al hormigón armado convencional, se integran con el fin de evitar repetición parcial, o contradicción entre las disposiciones.

Hormigón prefabricado o premoldeado (precast concrete): Hormigón estructural colado en un lugar diferente al de su ubicación final en la estructura.

Hormigón armado (reinforced concrete): Hormigón estructural con armadura de acero sin

Hormigón armado (reinforced concrete): Incluye elementos que cumplen los requisitos para hormigón

tensión previa, con aceros de pretensado, o ambos, en mayor cantidad que la mínima especificada por este Reglamento.

pretensado y no pretensado.

Hormigón reforzado con fibras de acero (steel fiber-reinforced concrete): Hormigón que contiene una cantidad prescrita de fibras de acero discontinuas, conformadas, dispersas, y orientadas aleatoriamente.

Hormigón simple (plain concrete): Hormigón estructural sin armadura o con menos armadura que la mínima especificada para el hormigón armado.

Hormigón simple (plain concrete): La presencia de armadura, pretensada o no pretensada, no excluye que el elemento sea clasificado como hormigón simple, siempre y cuando se cumplan todos los requisitos del ***Capítulo 14***.

I

Información del diseño (design information): Información específica del proyecto que se incluye, por parte del profesional facultado para diseñar, en los documentos del proyecto, según corresponda.

Ingenieros especialistas (specialty engineers): Son los profesionales encargados del estudio de cada especialidad y que son responsables directos de la tarea encomendada.

Insertos (embedments): Elementos embebidos en el hormigón, excluyendo la armadura tal como se define en el ***Capítulo 20*** y los anclajes como se definen en el ***Capítulo 17***. La armadura y los anclajes soldados, abulonados o conectados de otra manera al inserto embebido para desarrollar la resistencia del conjunto, se consideran parte del inserto.

Inserto especializado (specialty insert): Anclajes hormigonados in situ prediseñados y prefabricados, específicamente para la fijación de conexiones abulonadas o ranuradas.

Inserto especializado (specialty insert): A menudo los insertos especializados se utilizan durante la manipulación, el transporte y la colocación, pero también se utilizan para anclar elementos estructurales. Los insertos especializados no están incluidos en el campo de validez de este Reglamento.

Inspección (inspection): Observación, verificación, y documentación requerida de los materiales, instalación, fabricación, montaje, o colocación de los componentes y conexiones para garantizar el cumplimiento de los documentos del proyecto y las normas referidas en ellos.

Inspección continua (continuous inspection): Observación de tiempo completo, verificación, y documentación requerida de los trabajos realizados en la zona donde se está ejecutando el trabajo.

Inspección itinerante (periodic inspection): Observación de tiempo parcial o intermitente, verificación, y documentación requerida de los trabajos en la zona donde se está ejecutando el trabajo.

Inspector de obra: Profesional auxiliar de la Dirección de Obra que representa en obra al Director, por lo que la responsabilidad ante el Comitente es asumida exclusivamente por el Director de Obra.

Instrucciones de instalación impresas del fabricante (Manufacturer's Printed Installation Instructions [MPII]): Instrucciones impresas publicadas para la correcta instalación de un anclaje adhesivo bajo todas las condiciones de instalación cubiertas en su alcance y que vienen incluidas dentro del empaque del producto.

Integridad estructural (structural integrity): Capacidad de una estructura para redistribuir los esfuerzos y mantener la estabilidad global a través de la resistencia, redundancia, ductilidad, y detallado de la armadura, cuando se produce un daño localizado u ocurren sobreesfuerzos importantes.

J

Junta de contracción (contraction joint): Muesca moldeada, aserrada o cincelada en una estructura de hormigón, para crear un plano de debilidad y regular la ubicación de la fisuración resultante de los cambios dimensionales de diferentes partes de la estructura.

Junta de dilatación (isolation joint): Separación entre partes adyacentes de una estructura de hormigón, usualmente en un plano vertical y en una ubicación determinada de la estructura, de modo tal de interferir lo menos posible con el comportamiento de la estructura y al mismo tiempo permitir movimientos relativos en tres direcciones y evitar la formación de fisuras en otro lugar del hormigón. A través de este tipo de junta se puede interrumpir toda o parte de la armadura.

L

Longitud de anclaje (development length): Longitud de la armadura embebida en el hormigón, incluyendo los cordones pretesados, que se requiere para poder desarrollar la resistencia de cálculo de dicha armadura en una sección crítica.

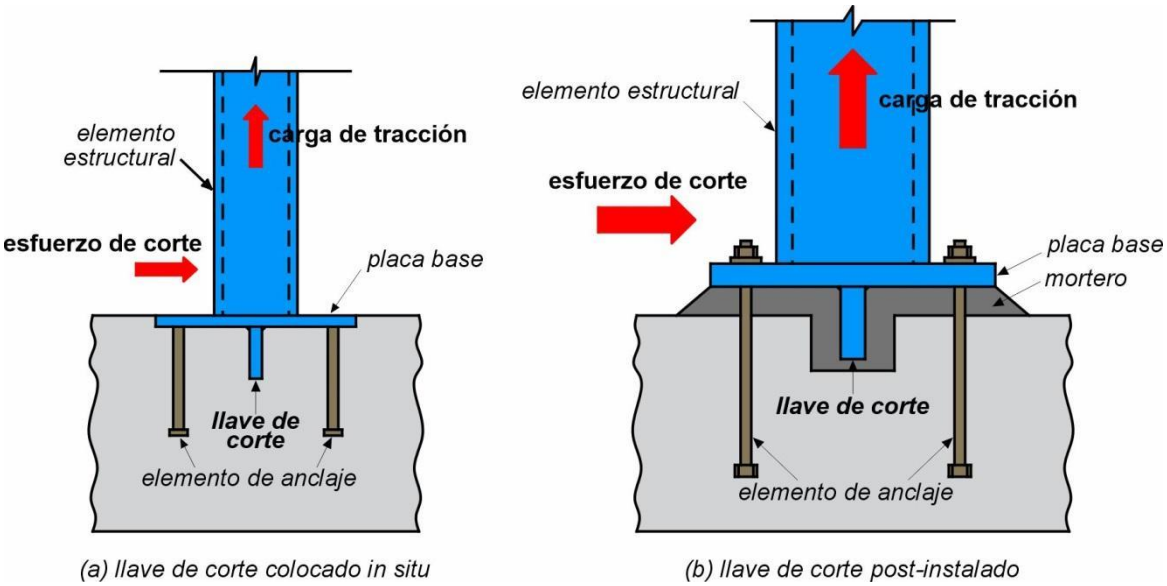
Longitud embebida (embedment length): Longitud de la armadura embebida en el hormigón que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de transferencia (transfer length): Longitud del cordón pretesado embebido, necesaria para transferir la tensión efectiva de pretensado al hormigón.

Luz de cálculo (span length): Distancia entre los apoyos.

LL

Llave de corte (shear lug): Elemento de acero soldado a la chapa base de una fijación para transferir el corte al hormigón por aplastamiento.



Tipos de llaves de corte

M

Mallas de alambres de acero soldadas para armaduras (welded wire reinforcement): Elementos compuestos por alambres lisos o conformados fabricados en láminas o rollos de acuerdo con el artículo 20.2.1.8.

Mallas de barras de acero soldadas conformadas para armadura (welded deformed steel bar mat reinforcement): Un entramado que consta de dos capas de barras conformadas, en ángulo recto una respecto de la otra y soldadas en las intersecciones.

Materiales cementicios (cementitious materials): Materiales que tienen efecto cementante si se utilizan en mortero de inyección, mortero, u hormigón, incluyendo el cemento pórtland, cementos hidráulicos adicionados, cemento expansivo, ceniza volante, puzolanas naturales sin procesar o calcinadas, cemento de escoria de alto horno, y humo de sílice, pero excluyendo los cementos alternativos.

Modelo de bielas (strut-and-tie model): Modelo reticulado de un elemento estructural, o de una región **D** de dicho elemento estructural, compuesto por puntales y tensores que se conectan a nodos, capaces de transferir las cargas mayoradas a los apoyos o a las **regiones B** adyacentes.

Módulo de elasticidad (modulus of elasticity): Relación entre la tensión normal y la deformación específica correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión, por debajo del límite de

proporcionalidad del material.

Módulo de finura del agregado fino (fineness modulus of fine aggregate): Es el coeficiente que se obtiene al dividir por **100**, la suma de los porcentajes retenidos acumulados sobre cada uno de los tamices de la serie IRAM: **150 μm**, **300 μm**, **600 μm**, **1,18 mm**, **2,36 mm**, **4,75 mm**, **9,5 mm**, **19,0 mm**, **37,5 mm**, **75 mm**.

Muro o tabique (wall): Elemento vertical, diseñado para resistir carga axial, carga lateral, o ambas, con una relación entre su longitud horizontal y su espesor mayor de tres, utilizado para encerrar o separar espacios.

Muro estructural (structural wall): Muro diseñado para resistir combinaciones de momentos, corte y fuerzas axiales en el plano del muro. Un muro de corte es un muro estructural.

Muro estructural ordinario de hormigón armado (ordinary reinforced concrete structural wall): Muro que cumple con los requisitos del ***Capítulo 11***.

Muro estructural ordinario de hormigón simple (ordinary structural plain concrete wall): Muro que cumple con los requisitos del ***Capítulo 14***.

Muro pilar (wall pier): Segmento vertical de muro localizado dentro de un muro estructural y circunscrito horizontalmente por dos aberturas o un borde y una abertura, con una relación entre la longitud horizontal y el espesor del muro (ℓ_w / b_w) menor o igual a ***6,0***, y una relación entre la altura libre y la longitud horizontal (h_w / ℓ_w) mayor o igual a ***2,0***.

Muro pilar (wall pier): Las dimensiones y el armado se definen de tal manera que la demanda al corte esté limitada por la fluencia a flexión de la armadura vertical en la pila.

N

N**odo (node):** En un modelo de bielas, es el punto de una unión donde se produce la intersección de los ejes de los puntales, los tensores y los esfuerzos concentrados que actúan en la unión.

Nodo de barra curva (curved bar node): La región de doblado de una barra, o barras, de armadura continua que define un nodo en un modelo de bielas.

Nudo (joint): Parte de una estructura que es común a los elementos que se intersectan.

Nudo (joint): El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, de un pórtico especial resistente a momento, A_j , para calcular la resistencia a corte se encuentra definida en el artículo 15.4.2.4.

O

Obra (work): Toda construcción o parte de ella identificable separadamente de la misma, que se debe construir de acuerdo con la Documentación Técnica especificada en el ***Capítulo 1*** del Reglamento.

P

Panel de ensayo del hormigón proyectado (shotcrete test panel): Una muestra preparada con hormigón proyectado, de acuerdo con la norma IRAM 1896:2019, para la evaluación del hormigón proyectado.

Panel de ensayo del hormigón proyectado (shotcrete test panel): Se utiliza generalmente para evaluar la mezcla del hormigón proyectado, para calificar al operador de la boquilla, para verificar el acabado superficial, y para proveer muestras para ensayos de resistencia a la compresión o a la flexión.

Panel de muestra del hormigón proyectado (shotcrete mockup panel): Una muestra de hormigón proyectado que simula el tamaño y los detalles de armado en un elemento estructural propuesto para la evaluación, previa a la construcción, de la capacidad del operador de la boquilla de lanzamiento para recubrir la armadura.

Panel de muestra del hormigón proyectado (shotcrete mockup panel): El panel endurecido utilizado para la evaluación, previa a la construcción, es aserrado o se extraen testigos, o ambos, para evaluar si la armadura quedó adecuadamente embebida.

Pedestal o fuste (pedestal): Elemento vertical comprimido, que tiene una relación igual o menor que ***3***, entre la altura sin apoyo y la menor dimensión lateral. Para un elemento de sección variable, la menor dimensión lateral es el promedio de las dimensiones superiores e inferiores del lado más pequeño.

Percentil 5 (five percent fractile): Valor estadístico que significa que, con una confianza del ***90 %***, hay un ***95 %*** de probabilidad de que la resistencia real sea mayor que la resistencia nominal.

Percentil 5 (five percent fractile): La determinación del coeficiente K_{05} , asociado con el fractil del ***5 %***. El valor de $\bar{x} - K_{05} \cdot s_s$, depende del número de ensayos n utilizados para calcular el valor promedio $\bar{x}$ de (n) resultados de ensayos y la desviación estándar de los resultados de los ensayos, s_s . Los valores de K_{05} varían, por ejemplo, desde ***1,645*** para $n = \infty$ hasta ***2,010*** para $n = 40$ y ***2,568*** para $n = 10$. Con esta definición del fractil del ***5 %***, la resistencia nominal especificada en el ***Capítulo 17*** es igual a la resistencia característica especificada en los documentos ACI 355.2-19 y ACI 355.4-11, los mismos son aceptados hasta tanto el INTI-CIRSOC redacte un documento al respecto.

Perno con cabeza (headed stud): Anclaje de acero fijado a una placa de acero o dispositivo de fijación similar mediante proceso de soldadura de arco antes del hormigonado.

Pernos con cabeza utilizados como armadura de corte (headed shear stud reinforcement): Armadura que consta de pernos con cabeza, individuales o en grupo, con el anclaje aportado por una cabeza en cada extremo, o por una cabeza en un extremo y una base común consistente en una placa de acero o en un perfil de acero en el otro extremo.

Pilas excavadas o cajones de fundación (drilled piers or caissons): Elementos de fundación de hormigón colado in situ con o sin una base ampliada (campana), construidos excavando un hueco en el suelo que luego de colocada la armadura se llena con hormigón. Las pilas excavadas o cajones de fundación se consideran como pilotes excavados o

perforados con barrena continua de hormigón colado in situ sin camisa de acero, a menos que tengan una camisa permanente de acero, caso en el cual se consideran pilotes de hormigón con camisa metálica.

Pilotes de hormigón con camisa de acero (metal cased concrete piles): Tubo de acero de pared delgada, de lámina de acero doblada, o de camisa de acero soldada en espiral, con el extremo inferior cerrado, que se hinca en toda su longitud en contacto con el suelo circundante, se deja permanentemente en el lugar, y después de colocada la armadura se rellena con hormigón.

Pilotes excavados o perforados con barrena continua de hormigón colado in situ sin camisa de acero (uncased cast-in-place concrete drilled or augered piles): Pilotes con o sin una base ampliada (campana) que se construyen ya sea excavando un hueco en el suelo, o instalando una camisa temporal en el suelo y retirando el suelo dentro del mismo, y después de colocada la armadura se rellena el orificio con hormigón.

Pilotes prefabricados de hormigón (precast concrete piles): Pilotes hincados que pueden ser de hormigón pretensado o de hormigón armado convencional.

Pilotes de tubo rellenos de hormigón (concrete-filled pipe piles): Tubo de acero con su extremo inferior cerrado, que se hinca en toda su longitud en contacto con el suelo circundante, o un tubo de acero con su extremo inferior abierto que se hinca en toda su longitud y se retira el suelo dentro del mismo; para los dos procedimientos de instalación, después de colocada la armadura, el tubo se rellena con hormigón.

Pórtico resistente a momento (moment frame): Estructura en la cual los elementos y los nudos resisten las fuerzas exteriores mediante flexión, corte y esfuerzo axial. Para pórticos sismorresistentes ver el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024*** (en etapa de redacción).

Postensado (post-tensioning): Método de pretensado en el cual los aceros de pretensado se tesan después que el hormigón ha endurecido.

Pretensado (pretensioning): Método de pretensado en el cual los aceros de pretensado se tesan antes de la colocación del hormigón.

Pretensado efectivo (effective prestress): Tensión que persiste en los aceros de pretensado después de que han ocurrido todas las pérdidas descritas en el artículo 20.3.2.6, excluyendo las debidas a los efectos de cargas permanentes y sobrecargas.

Profundidad efectiva de empotramiento del anclaje (effective embedment depth): Profundidad

Profundidad efectiva de empotramiento del anclaje (effective embedment depth): La profundidad efectiva de

total a través de la cual el anclaje transfiere fuerzas hacia o desde el hormigón que lo rodea. La profundidad efectiva de empotramiento generalmente será la profundidad de la superficie de falla del hormigón en las aplicaciones de tracción. Para bulones y pernos, con cabezas, de anclaje preinstalados, la profundidad efectiva de empotramiento se mide desde la superficie de contacto de apoyo de la cabeza.

empotramiento para diferentes tipos de anclaje se muestra en la ***Figura C 2.1***. Para anclajes mecánicos post-instalados, el valor de h_{ef} se obtiene a partir del informe de evaluación de producto aportado por el fabricante.

Proyectista o Diseñador Estructural (licensed design professional): Profesional habilitado para el diseño estructural, que asume personalmente la totalidad o parte de las especialidades involucradas en el Proyecto o Diseño de la Estructura.

Puntal (strut): Elemento comprimido en un modelo de bielas. Un puntal representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico.

Puntales (shores): Elementos de soporte verticales o inclinados, dimensionados para soportar el peso de los encofrados, el hormigón, y las cargas de construcción.

Puntales de reapuntalamiento (reshores): Puntales colocados ajustadamente bajo una losa de hormigón u otro elemento estructural después que los encofrados y puntales originales han sido retirados de un área determinada, de tal manera que la nueva losa o elemento estructural se deforme y soporte por sí mismo su propio peso y las cargas de construcción existentes antes de la instalación de estos puntales de reapuntalamiento.

Puntal de borde (boundary strut): Puntal localizado a lo largo del borde de un elemento o región de discontinuidad.

Puntal de borde (boundary strut): Se pretende que un puntal de borde sea aplicado a la zona de compresión por flexión de una viga, un muro u otro elemento. Los puntales de borde no están sujetos a tracción transversal y por lo tanto son más resistentes que los puntales interiores (***Figura C 23.2.1***).

Puntal interior (interior strut): Un puntal que no está localizado a lo largo del borde de un elemento o una región de discontinuidad.

Puntal interior (interior strut): Los puntales interiores están sujetos a tracción generada por corte, actuando de manera perpendicular al puntal en el plano del modelo (***Figura C 23.2.1***).

Punto de corte (cutoff point): punto donde la armadura es terminada.

R

Recubrimiento del acero de pretensado no adherente (sheating): Material que recubre al acero de pretensado para impedir su adherencia con el hormigón circundante, con el fin de contener al recubrimiento inhibidor de la corrosión y aportar protección contra ella.

Recubrimiento del acero de pretensado no adherente (sheating): En general, se trata de una envoltura de polietileno de alta densidad, continua, sin costura, aplicada por extrucción, directamente sobre el acero de pretensado recubierto del producto inhibidor de la corrosión.

Recubrimiento especificado de hormigón (specified concrete cover): Distancia entre la superficie externa de la armadura empotrada y la superficie externa más cercana del hormigón.

Región B (B-region): Parte de un elemento a la cual se le puede aplicar la hipótesis de secciones planas de la teoría de flexión.

Región-B (B-region): En general, cualquier parte de un elemento ubicado fuera de las regiones **D** constituye una región **B**.

Región-D (D-region): Parte de un elemento ubicada dentro de una distancia h, medida a partir de una discontinuidad del esfuerzo o de una discontinuidad geométrica.

Región D (D-region): En estas regiones no es aplicable la hipótesis de secciones planas de la teoría de flexión.

Relación agua–materiales cementicios (water-cementitious materials ratio): Relación entre la masa de agua, excluyendo la absorbida por el agregado, y la masa de materiales cementicios en una mezcla, expresada como un decimal.

Resistencia al arrancamiento del anclaje (anchor pullout strength): Resistencia correspondiente al dispositivo de anclaje, o a un componente principal del anclaje, que se desliza hacia afuera sin desprender una parte sustancial del hormigón que lo rodea.

Resistencia a la fluencia (yield strength): Resistencia a la fluencia mínima especificada, o punto de fluencia de la armadura. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las normas IRAM-IAS aplicables, tal como se especifican en este Reglamento.

Resistencia al desprendimiento del hormigón (concrete breakout strength): Resistencia del hormigón que rodea al anclaje, o grupo de anclajes, que se separa del elemento.

Resistencia al arrancamiento del hormigón (concrete pryout strength): Resistencia correspondiente a la formación de un trozo suelto de hormigón, detrás de anclajes cortos y rígidos, que se desplazan en la dirección opuesta a la del esfuerzo de corte aplicado.

Resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral (side-face blowout strength): Resistencia de los anclajes con un empotramiento más profundo pero con un recubrimiento lateral de menor espesor, correspondiente al descascaramiento del hormigón en la cara lateral, alrededor de la cabeza empotrada, sin que se produzca un desprendimiento importante en la superficie superior del hormigón.

Resistencia a la tracción por compresión diametral del hormigón (f_{ct}) (tensile strength by diametral compression of concrete): Tensión que se obtiene al ensayar una probeta cilíndrica por compresión en un plano diametral, aplicando una

carga hasta la rotura sobre toda la longitud de una generatriz. Se obtiene al ensayar una probeta de acuerdo con la Norma IRAM 1658.

Resistencia característica (characteristic strength): Para una clase de hormigón, es el valor estadístico de la resistencia que corresponde a la probabilidad que el noventa por ciento **(*90 %*)** de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor.

Resistencia de cálculo (design strength): Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ.

Resistencia de cálculo (design strength): La resistencia de cálculo o resistencia utilizable de un elemento o de una sección transversal, es la resistencia nominal, reducida por el factor ϕ de reducción de resistencia.

Resistencia efectiva (effective strength): Resistencia del hormigón que se obtiene al ensayar probetas cilíndricas moldeadas y curadas en el campo o extraídas directamente de la estructura luego del endurecimiento del hormigón. Permite medir la resistencia desarrollada por el hormigón en la estructura. Sirve también para poder tomar decisiones sobre: cuando se pueden remover los encofrados y apuntalamientos, cuando se pueden aplicar cargas adicionales constructivas a la estructura o cuando se puede poner en servicio la estructura.

Resistencia especificada a la compresión del hormigón (f'_c) (specified compressive strength of concrete): Resistencia a la compresión del hormigón utilizada en el cálculo y evaluada de acuerdo con las consideraciones de este Reglamento, expresada en MPa. Cuando la cantidad f'_c se encuentra bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado se debe expresar en megapascales (MPa).

Resistencia nominal (nominal strength): Resistencia de un elemento o de una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño establecido en este Reglamento, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

Resistencia nominal (nominal strength): Se denomina resistencia nominal a la resistencia de la sección transversal de un elemento, calculada utilizando las hipótesis y ecuaciones típicas de la resistencia, con valores nominales (especificados) de las resistencias de los materiales y las dimensiones de las secciones. El subíndice n se emplea para designar las resistencias nominales: resistencia nominal a la carga axial (P_n), resistencia nominal al momento (M_n) y resistencia nominal al esfuerzo de corte (V_n). En los Comentarios al ***Capítulo 22*** se pueden consultar explicaciones adicionales sobre los conceptos y la simbología utilizada para el Diseño por Resistencia Última.

Resistencia potencial (potential strength): Resistencia que alcanza el hormigón en las condiciones ideales de compactación y curado. Se mide en probetas moldeadas, curadas y ensayadas en las condiciones establecidas en las normas IRAM 1524 y 1534.

Resistencia requerida (required strength): Resistencia que necesita un elemento o una sección transversal, para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinados entre sí, según lo establecido en este Reglamento.

Resistencia requerida (required strength): El subíndice u se utiliza solamente para designar las resistencias últimas requeridas: la resistencia última a carga axial requerida (P_u), la resistencia última a momento requerida (M_u), y la resistencia última al corte requerida (V_u), que se determinan a partir de las cargas y fuerzas mayoradas aplicadas.
El requisito básico para el diseño por resistencia última, se puede expresar de la siguiente manera:

Resistencia de cálculo $\geq$ ***Resistencia última requerida***

$$\phi P_n \geq P_u$$
$$\phi M_n \geq M_u$$
$$\phi V_n \geq V_u$$

En los Comentarios al ***Capítulo 22*** se pueden consultar explicaciones adicionales sobre los conceptos y la simbología utilizada para el Diseño por Resistencia Última.

Reticulado estructural (structural truss): Entramado de elementos de hormigón armado sujetos principalmente a fuerzas axiales.

Rigidez efectiva (effective stifness): Rigidez de un elemento estructural en la que se tiene en cuenta la fisuración, la fluencia lenta y otros efectos no lineales.

S

Sección controlada por compresión (compression - controlled section): Sección transversal en la cual, para la determinación de la resistencia nominal, la deformación específica neta de tracción, en el acero extremo más traccionado, es igual o menor que el valor límite de la deformación específica controlada por compresión.

Sección controlada por tracción (tensión-controlled section): Sección transversal en la cual, para la determinación de la resistencia nominal, la deformación específica neta de tracción, en el acero extremo más traccionado, es mayor o igual que $\varepsilon_{ty} + 0{,}003$.

Segmento de muro (wall segment): Parte de un muro delimitado por aberturas horizontales o verticales o bordes del muro.

Segmento de muro horizontal (horizontal wall segment): Segmento de un muro estructural, limitado verticalmente por dos aberturas del muro o por una abertura y el borde del muro.

Segmento de muro horizontal (horizontal wall segment): En la siguiente ***Figura*** se muestra un segmento de muro horizontal.

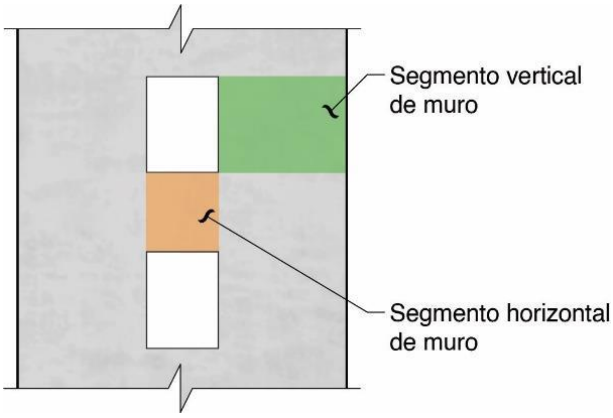


Figura. *Muro con aberturas*

Segmento de muro vertical (vertical wall segment): Segmento de un muro estructural, limitado horizontalmente por dos aberturas o por una abertura y un borde. Los muros pilar se consideran segmentos verticales de muro.

Segmento de muro vertical (vertical wall segment): Ver ***Figura*** de arriba.

Separación libre (clear spacing): Menor distancia entre las superficies externas de elementos adyacentes.

Sistema estructural (structural system): Elementos estructurales interconectados, diseñados para cumplir con los requisitos de comportamiento.

Sobrecarga de cubierta (roof live load): Carga en la cubierta producida por: **(a)** durante los trabajos de mantenimiento por los trabajadores, equipos y materiales; y **(b)** durante la vida de la estructura, por objetos movibles, como plantas u otros accesorios decorativos que no se relacionan con la ocupación; o cargas que cumplen los criterios específicos descritos en el reglamento general de construcción; sin factores de carga.

Sobrecarga de proyecto (live load): (a) La carga que no se aplica en forma permanente a la estructura, pero que es probable que ocurra durante su vida de servicio (excluyendo las cargas ambientales); o **(b)** cargas que cumplen los criterios específicos descriptos en el ***Reglamento CIRSOC 101-2024***; sin factores de carga.

Sobrecarga de larga duración (long term live load): Aquella parte de la sobrecarga de servicio que permanecerá aplicada durante un período suficiente como para generar deformaciones por flexión, dependientes del tiempo, significativas.

T

Tensor (tie): Elemento traccionado en un modelo de bielas.

Tensión (stress): Es el cociente entre la carga alcanzada en un momento determinado y el área de la sección transversal inicial de la probeta. Fuerza

por unidad de área.

Tensión de fluencia (yield strength): Tensión correspondiente al límite de fluencia del acero de la armadura. La tensión de fluencia se debe determinar mediante un ensayo a tracción, de acuerdo con las especificaciones indicadas en este Reglamento.

Transferencia (transfer): Acción de transferir la tensión del acero de pretensado, desde los gatos o desde los bancos de tesado, a un elemento de hormigón.

Trayectoria de la fuerza (load path): Secuencia del diseño de elementos y conexiones para transferir las fuerzas y cargas mayoradas en las combinaciones estipuladas en este Reglamento, desde el punto de aplicación u origen pasando a través de la estructura hasta el apoyo final o la fundación.

Tubos embebidos (pipe embedments): Tubos, conductos y camisas embebidas en hormigón.

V

Vaina para postesado (duct): Conducto, liso o corrugado, que contiene al acero de pretensado en una construcción postesada.

Viga (beam): Elemento sujeto principalmente a flexión y corte, con o sin fuerza axial o torsión. Las vigas en un pórtico resistente a momento, que forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales, son elementos predominantemente horizontales.

Z

Zona de anclaje (anchorage zone): En elementos pretensados, el tramo del elemento estructural a través del cual se transfiere al hormigón la fuerza de pretensado concentrada y se distribuye de manera más uniforme en toda la sección. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión transversal. En los dispositivos de anclaje intermedios, la zona de anclaje incluye la zona perturbada delante y detrás del dispositivo de anclaje.

Zona de articulación plástica (plastic hinge region): Longitud del elemento de pórtico en la cual se pretende que ocurra la fluencia por flexión debido a los desplazamientos de diseño sísmico, extendiéndose por lo menos una distancia h medida desde la sección crítica donde se inicia la fluencia por flexión.

Zona de tracción precomprimida (precompressed tension zone): Parte de la sección transversal de un elemento pretensado en la cual, si no hubiera ningún esfuerzo de pretensado bajo las cargas permanentes y sobrecargas sin mayorar, la tensión por flexión, calculada utilizando las propiedades de la sección

Zona de anclaje (anchorage zone): Los términos "delante" y "detrás" utilizados en la definición se esclarecen en la ***Figura C 25.9.1.1b***.

total o bruta, sería de tracción.

Zona nodal (nodal zone): Volumen de hormigón alrededor de un nodo que se supone que transfiere los esfuerzos de los puntales y tensores a través del mencionado nodo.

Zuncho en espiral (spiral reinforcement): A los fines de este Reglamento se lo define como la armadura transversal continua en forma de hélice cilíndrica.

CAPÍTULO 3. NORMAS CITADAS

3.1. CAMPO DE VALIDEZ

3.1.1. En todo lo que no se oponga a lo expresamente establecido en este Reglamento, serán de ***aplicación directa*** las normas IRAM e IRAM – IAS que se detallan en el artículo 3.2, en la versión correspondiente a la fecha de revisión que se indica en cada una de ellas.

Las normas IRAM e IRAM-IAS van acompañadas de la fecha de su publicación debido a que su contenido ha sido adoptado de base para el desarrollo de alguna prescripción reglamentaria específica. La modificación de la norma puede ocasionar una alteración de los criterios de seguridad que sustentaron la redacción de este Reglamento.

Cuando las normas IRAM e IRAM-IAS identificadas con su fecha de publicación se actualicen, la Autoridad Fiscalizadora deberá analizar si las modificaciones introducidas afectan el contenido de este Reglamento.

3.2. NORMAS IRAM e IRAM-IAS

IRAM 1501-2 NM-ISO 565: Tamices de ensayo. Tela de tejido metálico, chapa metálica perforada y lámina electroformada. Tamaños nominales de abertura **- 2002.**

IRAM 1504: Cemento portland. Análisis químico **- 1986.**

IRAM 1512: Agregado fino para hormigón de cemento. Requisitos **- 2013.**

IRAM 1519: Rocas basálticas. Método de determinación de la estabilidad. Ensayo de inmersión en etanodiol (etilén glicol) **- 1982.**

IRAM 1520: Agregados finos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua **- 2002.**

IRAM 1524: Hormigón de cemento. Preparación y curado en obra de probetas para ensayos de compresión y de tracción por compresión diametral **- 2015.**

IRAM 1525: Agregados. Método de ensayo de durabilidad por ataque con sulfato de sodio **- 1985.**

C 3.2. NORMAS IRAM e IRAM-IAS

A continuación, se detallan las normas IRAM e IRAM-IAS que no están citadas en el texto del Reglamento pero cuya consulta se recomienda en casos específicos.

IRAM 588 Método de análisis químico de aceros al molibdeno.

IRAM 739 Alambres de Acero - Método de ensayo de doblado alternado.

IRAM 851 Aceros al carbono. Método gravimétrico de determinación del carbono por combustión directa.

IRAM 859 Aceros al carbono. Método yodimétrico para la determinación del cobre.

IRAM 861 Aceros al carbono – Método de la dimetilglioxina para la determinación del níquel.

IRAM 1501 - 1 Tamices de ensayo. Definiciones.

IRAM 1501 - 3 Tamices de ensayo. Telas de alambre tejido.

IRAM 1501 - 4 Tamices de ensayo. Chapa perforada. Características y métodos de ensayo.

IRAM 1501 - 5 Tamices de ensayo. Marco, tapa y fondo.

IRAM 1501 - 6 Tamices de ensayo. Método de ensayo de tamizado. Directivas generales.

REGLAMENTO		COMENTARIO	
IRAM 1531:	Agregado grueso para hormigón de cemento. Requisitos y métodos de ensayo **- 2016.**	**IRAM 1505**	Agregados. Análisis granulométrico.
IRAM 1532:	Agregados. Determinación de la resistencia a la fragmentación por el método “Los Ángeles” **- 2009.**	**IRAM 1509**	Agregados para hormigones. Muestreo.
IRAM 1533:	Agregados gruesos. Método de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua **- 2002.**	**IRAM 1541**	Hormigón de cemento pórtland. Hormigón fresco. Muestreo.
IRAM 1534:	Hormigón de cemento. Preparación y curado de probetas en laboratorio para ensayos de compresión y de tracción por compresión diametral **- 2018.**	**IRAM 1548**	Agregados. Determinación de la densidad a granel y de los espacios vacíos.
IRAM 1536:	Hormigón fresco de cemento portland. Método de ensayo de la consistencia utilizando el tronco de cono **- 2020.**	**IRAM 1553**	Hormigón de cemento pórtland. Preparación de las bases de probetas cilíndricas y testigos cilíndricos, para ensayo de compresión.
IRAM 1540:	Agregados. Método de ensayo del material fino que pasa por el tamiz IRAM 75 µm, por lavado **- 2004.**	**IRAM 1569**	Morteros y hormigones y sus componentes. Definiciones.
IRAM 1546:	Hormigón de cemento. Método de ensayo de compresión **- 2013.**	**IRAM 1573**	Hormigones y morteros Método de determinación de la calidad del agregado fino.
IRAM 1547:	Hormigón de cemento pórtland. Ensayo de tracción por flexión **- 1992.**	**IRAM 1574**	Hormigones. Método para la determinación del espesor de testigos y de la altura de probetas de hormigón endurecido.
IRAM 1551:	Hormigón de cemento pórtland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido **- 2000.**	**IRAM 1596**	Hormigones de cemento pórtland. Método de comparación, mediante la determinación de adherencia al acero en barras corrugadas.
IRAM 1553:	Hormigón de cemento. Preparación de las bases de probetas cilíndricas y testigos cilíndricos, para ensayos de compresión **- 2008.**	**IRAM 1612**	Cemento pórtland. Determinación de la consistencia normal.
IRAM 1554:	Hormigón de cemento pórtland. Método de determinación de la penetración de agua a presión en el hormigón endurecido **- 1983.**	**IRAM 1614**	Cemento pórtland. Método de ensayo acelerado para pronosticar la resistencia a la compresión.
IRAM 1557:	Escoria de alto horno granulada molida **- 1991.**	**IRAM 1615**	Cemento pórtland. Método de ensayo de falso fraguado.
IRAM 1562:	Hormigón fresco de cemento. Método para la determinación de la densidad (masa de la unidad de volumen) y el cálculo del rendimiento y del contenido del aire (gravimétrico) **- 2012.**	**IRAM 1616**	Cemento pórtland. Determinación del contenido de compuestos en los cementos con una o más adiciones.
		IRAM 1619	Cemento pórtland. Método de determinación de tiempo de fraguado.
		IRAM 1620	Cemento pórtland. Método de ensayo de la expansión en autoclave.
		IRAM 1621	Cemento pórtland. Método de ensayo de finura por tamizado húmedo.
		IRAM 1622	Cemento pórtland. Métodos de determinación de las resistencias a la compresión y a la flexión.
		IRAM 1623	Cemento pórtland. Método de ensayo de finura por determinación de la superficie

IRAM 1593: Material calcáreo para cemento pórtland con "filler" calcáreo **- 1994.**

IRAM 1601: Agua para morteros y hormigones de cemento **- 2012.**

IRAM 1602-1: Hormigón de cemento pórtland. Método por presión para la determinación del contenido de aire en mezclas frescas de hormigones y morteros. Método A **- 1988.**

IRAM 1602-2: Hormigón de cemento pórtland. Método por presión para la determinación del contenido de aire en mezclas frescas de hormigones y morteros. Método B **- 2020.**

IRAM 1604: Hormigón. Método de ensayo para determinar la exudación **- 2004.**

IRAM 1635: Método de ensayo para la determinación del cambio de largo en barras de mortero de cemento, expuestas a una solución de sulfato de sodio **- 2009.**

IRAM 1647: Agregados para hormigones y morteros de cemento. Métodos de ensayo **- 2020.**

IRAM 1648: Reacción álcali-agregado. Método de ensayo de inhibidores minerales **- 2010.**

IRAM 1649: Examen petrográfico de agregados para hormigón **- 2008.**

IRAM 1658: Hormigón. Determinación de la resistencia a la tracción simple por compresión diametral **- 1995.**

IRAM 1661: Hormigones. Método de ensayo de la resistencia a la congelación en aire y deshielo en agua **- 1970.**

IRAM 1662: Hormigones y morteros. Determinación del tiempo de fraguado. Método de resistencia a la penetración **- 1995.**

IRAM 1663: Hormigón de cemento. Aditivos químicos **- 2002.**

IRAM 1666: Hormigón elaborado. Requisitos y control de la producción **- 2020.**

IRAM 1667: Escoria granulada de alto horno. Requisitos y condiciones de recepción **- 2016.**

específica por permeametría (método de Blaine).

IRAM 1624 Cemento pórtland. Método de determinación de la densidad absoluta.

IRAM 1627 Agregados. Granulometría de los agregados para hormigones.

IRAM 1635 Cemento pórtland con adiciones minerales. Determinación del cambio de longitud de barras de mortero expuestas a una solución de sulfato de sodio.

IRAM 1643 Cementos. Muestreo.

IRAM 1648 Reacción álcali - agregado. Método de ensayo de inhibidores minerales.

IRAM 1651 Cementos. Método de ensayo de la puzolanicidad para los cementos puzolánicos.

IRAM 1654 Puzolanas. Métodos de ensayo generales.

IRAM 1655 Escoria granulada de alto horno. Métodos de ensayos.

IRAM 1659:1987 Cemento pórtland sin adiciones minerales. Método de determinación a los sulfatos, mediante la medición de la expansión de barras de morteros de cemento pórtland, con yeso incorporado.

IRAM 1673 Compuestos líquidos para la formación de membranas para el curado del hormigón. Método de ensayo de retención del agua del hormigón.

IRAM 1681 Agregado grueso. Método de determinación del factor de cubicidad.

IRAM 1683 Hormigón de cemento pórtland. Método para la determinación de la velocidad de pulsos ultrasónicos.

IRAM 1694 Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de la dureza superficial del hormigón endurecido mediante la determinación del número de rebote, empleando el esclerómetro de resorte.

IRAM 1713 Hormigón de cemento pórtland. Determinación del factor de espaciamiento de poros. (En estudio)

IRAM 1875 Reacción álcali-sílice. Método de ensayo de determinación del contenido de álcalis total en el hormigón, aportados por el cemento y los demás componentes.

IRAM 10502 Mecánica de suelos. Método de determinación del límite plástico e índice

IRAM 1668: Puzolanas y cenizas volantes silíceas. Características y muestreo **- 2015.**

IRAM 1672: Hormigones. Preparación y curado en laboratorio de probetas para ensayos de flexión **- 1970.**

IRAM 1674: Agregados. Determinación de la reactividad alcalina potencial. Método acelerado de la barra de mortero **- 1997.**

IRAM 1675: Compuestos líquidos para la formación de membranas para el curado del hormigón. Características **- 1975.**

IRAM 1680: Hormigones. Preparación y curado en obra de probetas prismáticas para ensayos de resistencia a la flexión **- 2016.**

IRAM 1683: Método para la determinación de la velocidad de pulsos ultrasónicos **- 1990.**

IRAM 1687-1: Agregados. Método de determinación del índice de lajosidad **- 1996.**

IRAM 1687-2: Agregados. Determinación del índice de elongación **- 1997.**

IRAM 1690: Hormigón de cemento portland. Método de ensayo de la consistencia utilizando la mesa de Graf **- 1986.**

IRAM 1697: Hormigón de cemento pórtland. Hormigón fresco. Método de separación de agregados grandes por tamizado **- 1978.**

IRAM 1700: Agregados. Métodos para la determinación del cambio de largo en prismas de hormigón, debido a la reacción álcali-agregado **- 2013.**

IRAM 1705: Compactado de hormigón por vibración. Equipos y operación. Requisitos y métodos de ensayo **- 1985.**

IRAM 1707-1: Hormigón de cemento. Parte 1. Determinación del índice de acidez del suelo por el método de Baumann-Gully **- 2020.**

IRAM 1708-1: Hormigón de cemento pórtland. Agresividad del agua en contacto con estructuras. Determinación del de plasticidad.

IRAM 60106 Aceros para herramientas. Método para la determinación del cromo y del vanadio por la técnica del persulfato.

IRAM-IAS U 500-91 Barras y alambres de acero conformados para armadura en estructuras de hormigón. Método de ensayo de doblado y desdoblado.

IRAM-IAS U 500-102-1 Productos de acero. Método de ensayo de tracción. Condiciones generales.

IRAM-IAS U 500-102-2 Barras, alambrones, alambres, chapas y flejes de acero. Método de ensayo de tracción.

IRAM-IAS U 500-102-5 Alambres y barras de diámetro o espesor menor que 4 mm. Método de ensayo de tracción.

IRAM-IAS U 500-103 Acero. Método de ensayo de doblado.

IRAM-IAS U 500-108 Máquinas de ensayo de tracción. Métodos de verificación.

grado de agresividad al carbonato de calcio por el método de Heyer modificado **- 1998.**

IRAM 1709: Hormigón de cemento. Método y requisitos para el uso de placas de elastómero no adheridas, empleadas para la determinación de la resistencia a la compresión de probetas y testigos cilíndricos de hormigón endurecido **- 2016.**

IRAM 1767: Hormigón. Método de ensayo de la consistencia utilizando el dispositivo Vebe **- 2004.**

IRAM 1857: Hormigón de cemento pórtland. Determinación del contenido de ion cloruro en el hormigón **- 2000.**

IRAM 1871: Hormigón. Método de ensayo para la determinación de la capacidad y el coeficiente de succión capilar de agua del hormigón endurecido **- 2021.**

IRAM 1872: Hormigón. Agresividad del agua en contacto con estructuras. Métodos de ensayo para determinar pH, sulfatos solubles, magnesio y amonio **- 2004.**

IRAM 1873: Hormigón. Agresividad de suelos en contacto con estructuras de hormigón. Métodos de ensayo para determinar sulfatos solubles en agua y en ácido **- 2010.**

IRAM 1874-1: Agregados para hormigones. Evaluación de estructuras en servicio. Resistencia a la congelación y el deshielo **- 2004.**

IRAM 1874-2: Agregados para hormigones. Evaluación de estructuras en servicio. Reacción álcali-sílice **- 2004.**

IRAM 1874-3: Agregados para hormigones. Evaluación de estructuras en servicio. Estabilidad de rocas basálticas **- 2004.**

IRAM 1876: Hormigón. Métodos de ensayo para determinar la homogeneidad de una mezcla de hormigón **- 2004.**

IRAM 1879: Hormigón de cemento. Análisis de hormigón fresco. Determinación de los contenidos del material cementicio, de agregados y de agua **- 2009.**

IRAM 1890-1: Hormigones autocompactantes (HAC). Métodos de ensayo. Parte 1. Métodos de ensayo extendido y tiempo T-50 **- 2018.**

IRAM 1890-2: Hormigones autocompactantes (HAC). Métodos de ensayo. Parte 2. Métodos de ensayo extendido para determinar la capacidad de pasaje por el anillo J **- 2019.**

IRAM 1894: Método de ensayo de la dureza superficial del hormigón endurecido mediante la determinación del número de rebote empleando el esclerómetro de resorte **- 1990.**

IRAM 1896: Hormigón proyectado. Método para la preparación de paneles de ensayos, extracción de testigos y ensayo **- 2019.**

IRAM 5170: Cordones de 7 alambres, no adherentes, (engrasados y envainados) para estructuras de hormigón pretensado **- 2004.**

IRAM 50000: Cemento. Cemento para uso general. Composición y requisitos **- 2021.**

IRAM 50001: Cemento. Cementos con propiedades especiales. Requisitos **- 2020.**

IRAM 50002: Cemento. Cementos para hormigón de uso vial, aplicable con tecnología de alto rendimiento (TAR). Composición, requisitos y evaluación de la conformidad **- 2017.**

IRAM 50003: Cementos. Evaluación de la conformidad **- 2017.**

IRAM-IAS U 500-03: Cordones de siete alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado **- 2019.**

IRAM-IAS U 500-06: Mallas de alambres de acero soldados para armadura en estructuras de hormigón **- 2016.**

IRAM-IAS U 500-07: Cordones de dos o tres alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado **- 2007.**

IRAM-IAS U 500-26: Alambres de acero para armadura en estructuras de hormigón **- 2016.**

IRAM-IAS U 500-97: Barras de acero para armadura en estructuras de hormigón. Soldadura **- 2004.**

IRAM-IAS U 500-127: Soldadura por arco. Electrodos de acero de baja aleación, revestidos (AWS A5.5) **- 1987.**

IRAM-IAS U 500-138: Soldadura. Ente habilitante y entes de calificación y certificación de soldadores, operadores y procedimientos de soldadura **- 2016.**

IRAM-IAS U 500-166: Soldadura. Alambres y varillas de acero al carbono. Para procesos por arco eléctrico con protección gaseosa **- 1989.**

IRAM-IAS U 500-207: Barras de acero conformadas de dureza natural soldables, para armadura en estructuras de hormigón **- 2017.**

IRAM-IAS U 500-245: Alambres de acero indentados para estructuras de hormigón pretensado **- 2017.**

IRAM-IAS U 500-502: Barras de acero laminadas en caliente, lisas y de sección circular para armadura en estructuras de hormigón **- 2004.**

IRAM-IAS U 500-517: Alambres de acero lisos para estructuras de hormigón pretensado **- 2004.**

IRAM-IAS U 500-528: Barras de acero conformadas de dureza natural, para armadura en estructuras de hormigón **- 2017.**

IRAM-IAS U 500-601: Soldadura por arco - Electrodos de acero al carbono, revestidos (AWS A5.1) **- 1987.**

IRAM - ISO 9001: Sistemas de gestión de la calidad. Requisitos **- 2015.**

3.3. DOCUMENTOS INTERNACIONALES DE REFERENCIA

C 3.3. DOCUMENTOS INTERNACIONALES DE REFERENCIA

3.3.1. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

C 3.3.1. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

LRFDUS-8 — LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition, 2017, Artículos 5.8.4.5, 5.8.4.4.2 y 5.8.4.4.3.

Se citan tres artículos de la AASHTO LRFD Specifications for Highway Bridge Design y un artículo de la AASHTO LRFD "Construction Specifications" en los ***Capítulos 2 y 25*** de este Reglamento.

LRFDCONS-4 — LRFD Bridge Construction Specifications, 4th Edition, 2017, Artículo 10.3.2.3.

3.3.2. American Concrete Institute (ACI)

C 3.3.2. American Concrete Institute (ACI)

ACI 301-16 — Specifications for Structural Concrete, Artículo 4.2.3.

ACI 318.2-19 — Building Code Requirements for Concrete Thin Shells and Commentary.

Antes de 2014 los requisitos de ACI 318.2 se especificaban en el Capítulo 19 del Código ACI 318.

ACI 332-14 — Residential Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.

ACI 355.2-19 — Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary.

ACI 355.2 contiene los requisitos para el ensayo y evaluación de anclajes expansivos postinstalados, de tornillo y de sobreperforación en su base para ser utilizados tanto en hormigón fisurado como no fisurado.

ACI 355.4-11 — Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete.

ACI 355.4 contiene requisitos para el ensayo y evaluación de anclajes adheridos utilizados tanto en hormigón fisurado como no fisurado.

ACI 369.1-17 — Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (369.1-17) and Commentary.

ACI 374.1-05 — Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing.

ACI 423.7-14 — Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials.

ACI 423.7 requiere la utilización de sistemas de cordones encapsulados para aplicaciones dentro del campo de validez de este Reglamento.

ACI 437.2-13 — Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures and Commentary.

ACI 550.3-13 — Design Specification for Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 and Commentary.

ACI 550.4-18 — Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading and Commentary.

ACI 550.5-18 — Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions and Commentary.

ACI ITG-5.1-07 — Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing.

ACI ITG-5.2-09 — Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Wall Satisfying ACI ITG-5.1 and Commentary.

3.3.3. American Society of Civil Engineers (ASCE)

ASCE/SEI 7-16 — Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Sección 2.3.2, Load Combinations including Flood Loads, y Sección 2.3.3, Load Combinations including Atmospheric Ice Loads.

C 3.3.3. American Society of Civil Engineers (ASCE)

Se citan las dos secciones específicas de ASCE 7 para los fines mencionados en los artículos 5.3.9 y 5.3.10.

CAPÍTULO 4. REQUISITOS PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES

4.1. ALCANCE

Este capítulo se aplica al proyecto del hormigón estructural en estructuras o partes de ellas tal como están definidas en el ***Capítulo 1***.

C 4.1. ALCANCE

Este capítulo se agrega para introducir los requisitos de los sistemas estructurales. Para construcciones inusuales o cuando se requiera mejorar el desempeño, puede ser deseable utilizar requisitos más estrictos que los de este Reglamento. El Reglamento y sus Comentarios deben ser complementados con sólidos conocimientos en ingeniería, experiencia y criterio.

4.2. MATERIALES

4.2.1. Las propiedades del hormigón deben cumplir con los requisitos del ***Capítulo 19***.

C 4.2. MATERIALES

El ***Capítulo 3*** identifica las normas de referencia permitidas para el proyecto. Los ***Capítulos 19 y 20*** establecen las propiedades del hormigón y del acero de las armaduras permitidas para el proyecto. El ***Capítulo 26*** presenta los requisitos de construcción para los materiales, dosificación y aceptación del hormigón.

4.2.1.1. Las propiedades del proyecto para el hormigón proyectado deben cumplir con los requisitos para el hormigón, excepto en lo que se modifique en este Reglamento.

C 4.2.1.1. El hormigón proyectado se considera que se comporta y tiene propiedades similares a las del hormigón a menos que se indique algo diferente. Los artículos donde el uso del hormigón proyectado se trata específicamente en este Reglamento se indican en la ***Tabla C 4.2.1.1***. Puede encontrarse información adicional sobre hormigón proyectado en el artículo 9.4 del ***CIRSOC 200-23*** y en el ACI 506R y ACI 506.2.

Tabla C 4.2.1.1. Artículos del Reglamento que contienen requisitos para hormigón proyectado

Tema Cubierto	Artículo
Congelamiento y deshielo	19.3.4 y 19.3.12
Armaduras	25.2.7 hasta 25.2.10, 25.5.1.6 y 25.5.1.7
Dónde se requiere hormigón proyectado o es permitido	26.3.1, 26.3.2
Materiales	26.4.1.2, 26.4.1.4 y 26.4.1.6
Dosificación de las mezclas	26.4.3
Documentación de las mezclas	26.4.4.1
Colocación y compactación	26.5.2
Curado	26.5.3
Juntas	26.5.6
Evaluación y aceptación	26.12

4.2.2. Las propiedades del proyecto de las armaduras deben cumplir con los requisitos del ***Capítulo 20***.

4.3. CARGAS DE PROYECTO

Las cargas y combinaciones de carga consideradas en el proyecto deben cumplir con los requisitos del ***Capítulo 5***.

C 4.3. CARGAS DE PROYECTO

Las disposiciones del ***Capítulo 5*** se basan sobre el ASCE/SEI 7-10, documento que se ha utilizado como base para el ***Reglamento CIRSOC 101-24***. Las cargas de proyecto incluyen, pero no se limitan a, cargas permanentes, sobrecargas, cargas de nieve, cargas de

viento, efectos sísmicos, efectos del pretensado, cargas de grúas, vibración, impacto, contracción, cambios de temperatura, fluencia lenta, expansión del hormigón de contracción compensada y asentamientos diferenciales previstos de los apoyos. El profesional habilitado puede especificar otras cargas para el proyecto.

4.4. SISTEMA ESTRUCTURAL Y TRAYECTORIAS DE CARGA

C 4.4. SISTEMA ESTRUCTURAL Y TRAYECTORIAS DE CARGA

4.4.1. El sistema estructural incluye (a) hasta (g), según corresponda:

(a) Entrepisos y cubiertas, incluyendo losas en una y dos direcciones.

(b) Vigas y viguetas.

(c) Columnas.

(d) Tabiques.

(e) Diafragmas.

(f) Fundaciones.

(g) Nudos, conexiones y anclajes necesarios para transmitir fuerzas de un componente a otro.

C 4.4.1. El proyecto del hormigón estructural ha evolucionado desde hacer énfasis en el proyecto de elementos individuales hacia el proyecto de la estructura como un todo. Un sistema estructural consiste en elementos, nudos y conexiones, donde cada uno cumple una función o rol específico. Un elemento estructural puede pertenecer a uno o más sistemas estructurales, cumpliendo funciones diferentes en cada sistema y debiendo cumplir con todos los requisitos de detallado de los sistemas estructurales a los que pertenece. Los nudos y conexiones son lugares comunes a los elementos que se intersectan o son elementos utilizados para conectar un elemento a otro, pero la distinción entre elementos, nudos y conexiones puede depender de la forma como se idealice la estructura. En este Capítulo, el término "elementos" en muchos casos se refiere a "elementos estructurales, nudos y conexiones".

Aunque el Reglamento se redactó considerando que un sistema estructural incluye estos elementos, existen diversas alternativas para disponerlos porque no todos los tipos de elementos estructurales se usan en todos los sistemas estructurales. El profesional habilitado debe seleccionar el tipo de elementos que se emplearán y la función que desempeñarán en un proyecto específico, de acuerdo con los requisitos de este Reglamento.

4.4.2. El diseño de los elementos estructurales identificados en 4.4.1, incluyendo los nudos y conexiones, debe cumplir con los requisitos de los ***Capítulos 7 a 18***.

C 4.4.2. En el capítulo para cada tipo de elemento estructural, los requisitos siguen la misma secuencia y alcance general, incluyendo los requisitos generales, los límites de proyecto, la resistencia requerida, la resistencia de cálculo, los límites de las armaduras, el detallado de las armaduras y otros requisitos propios del tipo de elemento.

4.4.3. Se permite diseñar un sistema estructural que incluya elementos estructurales que no cumplan con 4.4.1 y 4.4.2, siempre y cuando el sistema estructural sea aprobado de acuerdo con las disposiciones de 1.4.

C 4.4.3. Algunos materiales, elementos o sistemas estructurales que pueden no ser reconocidos de manera específica en las disposiciones prescriptivas del Reglamento pueden ser aceptables siempre y cuando cumplan con el propósito del Reglamento. El artículo 1.4 describe los procedimientos para obtener la aprobación de materiales y sistemas alternativos.

4.4.4. El sistema estructural debe diseñarse para resistir las cargas mayoradas en las combinaciones de cargas prescritas en 4.3 sin exceder las resistencias de proyecto adecuadas de los elementos, considerando una o más trayectorias de carga continua desde el punto de aplicación u origen de la carga hasta el punto final de resistencia.

C 4.4.4. El proyecto se debería basar en elementos y conexiones que aporten resistencias de cálculo no inferiores a las resistencias requeridas para transferir las cargas a lo largo de la trayectoria de estas. Puede ser necesario que el profesional habilitado estudie una o más trayectorias alternativas para identificar las porciones débiles a lo largo de la secuencia de elementos que constituyen cada una de las trayectorias de carga.

4.4.5. Los sistemas estructurales deben diseñarse para acomodar los cambios de volumen y los asentamientos diferenciales previstos.

C 4.4.5. El proyecto debería considerar los efectos de fluencia lenta y contracción en columnas y tabiques, la restricción de la fluencia lenta y la contracción en sistemas de entrepiso y cubierta, la fluencia lenta inducida por las fuerzas de pretensado, cambios volumétricos causados por variación de la temperatura, así como el daño potencial a elementos de apoyo causados por los cambios volumétricos. Estos efectos son comúnmente acomodados a través de las armaduras, fajas de cierre o juntas de expansión. En muchas estructuras de hormigón de dimensiones y exposiciones normales, la armadura mínima para contracción y temperatura controla la fisuración dentro de un nivel aceptable.

Los asentamientos o levantamientos diferenciales pueden ser una consideración importante en el proyecto. Recomendaciones geotécnicas para considerar los valores nominales del asentamiento o levantamiento diferencial normalmente no se incluyen en las combinaciones de cargas de proyecto de estructuras de edificaciones corrientes.

4.4.6. Sistema resistente ante fuerzas sísmicas

Todo sistema estructural sismorresistente debe ser analizado siguiendo los lineamientos establecidos en el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

4.4.7. Diafragmas

C 4.4.7. Diafragmas

4.4.7.1. Los diafragmas, tales como losas de entrepiso y cubierta, deben diseñarse para resistir simultáneamente las cargas gravitacionales fuera del plano y las fuerzas laterales en el plano para las combinaciones de carga requeridas en 4.3.

Las losas de entrepiso y cubierta, cumplen una doble función al resistir simultáneamente las cargas gravitacionales fuera del plano y transmitir las fuerzas laterales en su propio plano como un diafragma. Los requisitos generales para los diafragmas se encuentran en el ***Capítulo 12*** y las funciones del diafragma se describen en los Comentarios del mismo capítulo.

4.4.7.2. Los diafragmas y sus conexiones a los elementos estructurales deben diseñarse para transferir las fuerzas entre el diafragma y los elementos estructurales.

4.4.7.3. Los diafragmas y sus conexiones deben diseñarse para proveer arriostramiento lateral a los elementos verticales, horizontales e inclinados.

4.4.7.4. Los diafragmas estructurales deben diseñarse para resistir las cargas laterales aplicables de la presión del suelo e hidrostática y las otras cargas asignadas por el análisis estructural al diafragma.

4.4.7.5. Deben disponerse colectores donde se requiera para transmitir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales.

C 4.4.7.5. Todos los sistemas estructurales deben tener una trayectoria de cargas completa de acuerdo con 4.4.4. La trayectoria de cargas incluye los colectores donde se requieran.

4.4.7.6. Los diafragmas, que forman parte de un sistema sismorresistentes, se deben proyectar siguiendo los lineamientos del ***Reglamento INPRES-***

4.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.5.1. Los procedimientos analíticos deben cumplir con la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas.

4.5.2. Se permiten los métodos de análisis establecidos en el ***Capítulo 6***.

C 4.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La función del análisis es estimar las fuerzas internas y las deformaciones del sistema estructural y establecer el cumplimiento de los requisitos de resistencia, comportamiento en servicio y estabilidad del Reglamento. El uso de computadores en la ingeniería estructural ha permitido realizar análisis de estructuras complejas. El Reglamento requiere que el procedimiento analítico empleado cumpla con los principios fundamentales de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, aceptando diversas técnicas analíticas, incluyendo el método puntal-tensor necesario para las regiones discontinuas, como se presenta en el ***Capítulo 6***.

4.6. RESISTENCIA

4.6.1. La resistencia de cálculo de un elemento y sus nudos y conexiones, en términos de resistencia a momento, corte, torsión, fuerza axial y aplastamiento, debe tomarse como la resistencia nominal S_n multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable.

C 4.6. RESISTENCIA

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

$$\textit{Resistencia de cálculo} \geq \textit{Resistencia requerida}$$

$$\phi S_n \geq U$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se obtiene mediante una combinación de factores aplicados a las cargas de servicio y factores de reducción de resistencia ϕ aplicados a las resistencias nominales.

La resistencia de un elemento o sección transversal, calculada usando hipótesis y ecuaciones de resistencia normales, junto con valores nominales de las resistencias de los materiales y dimensiones, se denomina resistencia nominal y, se designa generalmente como S_n . La resistencia de cálculo o resistencia utilizable de un elemento o sección transversal es la resistencia nominal reducida por el factor de reducción de resistencia aplicable ϕ. El propósito de este factor de reducción de resistencia es considerar la probabilidad de existencia de elementos con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones; tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de proyecto; reflejar el grado de ductilidad; el modo de falla potencial del elemento; la confiabilidad requerida y reflejar la importancia de la falla y la existencia de trayectorias de carga alternativas para el elemento en la estructura.

Este Reglamento, prescribe las combinaciones de cargas de proyecto, conocidas también como combinaciones de cargas mayoradas, que definen la forma en que se multiplican (mayoran) los diferentes tipos de carga por factores de carga individuales y luego se combinan para obtener una carga mayorada U. Los factores de cargas individuales y la manera como se combinan reflejan la

variabilidad en la magnitud de las cargas individuales, la probabilidad de ocurrencia simultánea de diversas cargas y las hipótesis y aproximaciones realizadas en el análisis estructural al determinar las resistencias de cálculo requeridas.

Un enfoque típico del proyecto, donde se puede aplicar un análisis lineal, es analizar la estructura para los casos individuales de cargas no mayoradas y, luego combinar los casos individuales de carga no mayorados en una combinación de mayoración para determinar los efectos de la carga de proyecto. Donde los efectos de las cargas no son lineales, como por ejemplo, en el levantamiento de una fundación, las cargas mayoradas se deben aplicar simultáneamente para determinar el efecto no lineal de la carga mayorada. Los efectos de las cargas, relevantes para el diseño por resistencia incluyen momentos, cortes, torsiones, fuerzas axiales, fuerzas de aplastamiento, y fuerzas de punzonamiento. Algunas veces, los desplazamientos de proyecto se determinan para cargas mayoradas. Los efectos de las cargas relevantes para el proyecto en servicio incluyen tensiones y flechas.

Al aplicar estos principios, el Profesional habilitado debe ser consciente que al proveer mayor resistencia que la requerida no necesariamente se obtiene una estructura más segura porque al hacerlo puede cambiar el modo potencial de falla. Por ejemplo, al aumentar el área de las armaduras longitudinal más allá del requerido para la resistencia de momento, como se deriva del análisis, sin aumentar la armadura transversal se podría incrementar la probabilidad de que ocurra una falla por corte antes de una falla por flexión. Un exceso de resistencia puede ser indeseable para estructuras que se espera que respondan inelásticamente durante sismos.

4.6.2. Las estructuras y elementos estructurales deben tener en todas sus secciones resistencias de cálculo ϕS_n mayores o iguales a la resistencia requerida, U, calculada para las cargas y fuerzas mayoradas en las combinaciones requeridas por este Reglamento.

4.7. COMPORTAMIENTO EN SERVICIO

C 4.7. COMPORTAMIENTO EN SERVICIO

4.7.1. La evaluación del desempeño en condiciones de carga de servicio debe considerar las reacciones, momentos, cortes, torsiones y fuerzas axiales producidas por el pretensado, fluencia lenta, contracción, variación de temperatura, deformación axial, restricción de los elementos estructurales adyacentes y asentamientos de la fundación.

4.7.2. Para las estructuras, elementos estructurales y sus conexiones puede suponerse que se han cumplido los requisitos de 4.7.1 si se diseñan de acuerdo con los requisitos de los capítulos de los elementos estructurales correspondientes.

El comportamiento en servicio se refiere a la capacidad del sistema o elemento estructural de proveer un comportamiento y funcionalidad adecuados bajo las acciones que afecten al sistema. Los requisitos para el comportamiento en servicio tratan aspectos como las flechas y la fisuración, entre otros. Las consideraciones del comportamiento en servicio causadas por vibraciones se comentan en C 6.6.3.2.2 y C 24.1.

Excepto lo establecido en el ***Capítulo 24***, las combinaciones de carga para estados de servicio no se encuentran definidas en este Reglamento, pero se presentan en el Apéndice C de ASCE/SEI 7-10. Los Apéndices de ASCE/SEI 7 no se consideran como partes obligatorias de esa norma.

4.8. DURABILIDAD

4.8.1. Las mezclas de hormigón deben ser dosificadas de acuerdo con los requisitos de 19.3.6 y 26.4, teniendo en cuenta la exposición al medio ambiente aplicable para la durabilidad requerida.

4.8.2. La armadura debe ser protegida contra la corrosión de acuerdo con 20.5.

C 4.8. DURABILIDAD

El ambiente donde se ubica la estructura determina la clase de exposición para la selección de los materiales, detalles de proyecto y requisitos de construcción para minimizar el deterioro potencial prematuro de la estructura, causado por efectos ambientales. La durabilidad de una estructura también se ve influenciada por el nivel de mantenimiento preventivo, el cual no se trata en este Reglamento.

El ***Capítulo 19*** provee los requisitos para la protección del hormigón contra el deterioro provocado por las principales causas ambientales.

4.9. SOSTENIBILIDAD

4.9.1. Se permite que el Profesional habilitado especifique en los documentos de construcción requisitos de sostenibilidad adicionales a los requisitos de resistencia, comportamiento en servicio y durabilidad de este Reglamento.

4.9.2. Los requisitos de resistencia, comportamiento en servicio y durabilidad de este Reglamento tienen precedencia sobre las consideraciones de sostenibilidad.

C 4.9. SOSTENIBILIDAD

Las disposiciones del Reglamento para resistencia, comportamiento en servicio y durabilidad constituyen requisitos mínimos para obtener una estructura de hormigón segura y durable. Este Reglamento permite al propietario o al profesional habilitado especificar requisitos mayores que los mínimos establecidos por este Reglamento. Estos requisitos opcionales pueden incluir mayores resistencias, límites de flecha más estrictos, mayor durabilidad y disposiciones de sostenibilidad.

4.10. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

4.10.1. Generalidades

La armadura y sus conexiones deben detallarse para vincular efectivamente la estructura entre sí y mejorar la integridad estructural global.

C 4.10. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

C 4.10.1. Generalidades

Los requisitos para la integridad estructural tienen la intención de mejorar la redundancia y ductilidad a través del detallado de las armaduras y de las conexiones, de modo que en caso de ocurrir un daño mayor o una carga anormal a un elemento soportante, el daño resultante esté localizado y la estructura tenga una mayor probabilidad de mantener su estabilidad general.

Los requisitos de integridad para los tipos de elementos estructurales seleccionados se encuentran en el capítulo correspondiente al elemento en los artículos indicados.

4.10.2. Requisitos mínimos de integridad estructural

Los elementos estructurales y sus conexiones deben cumplir con los requisitos de integridad estructural de la ***Tabla 4.10.2.1***.

C 4.10.2. Requisitos mínimos de integridad estructural

Los elementos estructurales y sus conexiones relacionados en esta sección solo incluyen los tipos de elementos que tienen requisitos explícitos de integridad estructural. No obstante, los requisitos de detallado de los otros tipos de elementos estructurales atienden la integridad estructural indirectamente.

Tabla 4.10.2.1. Requisitos mínimos de integridad estructural

Tipo de elemento	Artículo
Losas no pretensadas en una dirección construidas in situ	7.7.7
Losas no pretensadas en dos direcciones	8.7.4.2
Losas pretensadas en dos direcciones	8.7.5.6
Sistema de viguetas en dos direcciones no pretensadas	8.8.1.6
Vigas construidas in situ	9.7.7
Sistema de viguetas en una dirección no pretensadas	9.8.1.6
Nudos y conexiones prefabricadas	16.2.1.8

4.11. RESISTENCIA AL FUEGO

C 4.11. RESISTENCIA AL FUEGO

4.11.1. Los elementos de hormigón estructural deben cumplir con los requisitos de protección contra el fuego del reglamento correspondiente a la jurisdicción del emplazamiento de la obra.

Hasta tanto se emita un documento que presente pautas adicionales para la resistencia al fuego del hormigón estructural, se permite consultar el ACI 216.1-07.

4.11.2. Si el reglamento correspondiente a la jurisdicción del emplazamiento de la obra especifica un espesor de recubrimiento de hormigón para protección contra el fuego mayor que el recubrimiento de hormigón dado en 20.5.1, debe especificarse ese espesor mayor.

4.12. REQUISITOS PARA TIPOS ESPECÍFICOS DE CONSTRUCCIÓN

C 4.12. REQUISITOS PARA TIPOS ESPECÍFICOS DE CONSTRUCCIÓN

Esta sección contiene requisitos relacionados con tipos específicos de construcción. Requisitos adicionales específicos para los tipos de elementos se encuentran en el capítulo correspondiente al tipo de elemento.

4.12.1. Sistemas de hormigón prefabricado

C 4.12.1. Sistemas de hormigón prefabricado

4.12.1.1. El proyecto de elementos prefabricados y sus conexiones debe incluir las condiciones de carga y de restricción, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

C 4.12.1.1. Todos los requisitos de este Reglamento se aplican a los sistemas y elementos prefabricados a menos que se excluyan de manera específica. Además, algunos requisitos se aplican específicamente al hormigón prefabricado. Este artículo contiene requisitos específicos para sistemas prefabricados. Otros artículos del Reglamento también presentan requisitos específicos como el recubrimiento de hormigón requerido para sistemas prefabricados.

Los sistemas prefabricados difieren de los sistemas monolíticos debido a que el tipo de restricción en los apoyos, la ubicación de estos y las tensiones inducidas en el interior del elemento varían durante la fabricación, almacenamiento, transporte, montaje y configuración final interconectada. En consecuencia, las fuerzas de diseño que se deben considerar en el elemento pueden diferir en magnitud y dirección en diferentes secciones críticas que varían en las diversas etapas de construcción. Por ejemplo, un elemento prefabricado puede estar simplemente apoyado para efectos de carga permanente antes de que la continuidad en las conexiones de apoyo sea establecida y

puede ser un elemento continuo para los efectos de las sobrecargas o ambientales debidos a la continuidad de momento creada por las conexiones después del montaje.

4.12.1.2. El proyecto, fabricación y construcción de elementos prefabricados y sus conexiones debe incluir los efectos de las tolerancias.

C 4.12.1.2. Hasta tanto se emita un documento al respecto, las pautas sobre cómo incluir el efecto de las tolerancias se pueden consultar del *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120).

4.12.1.3. Cuando se incorporen elementos prefabricados en un sistema estructural, las fuerzas y deformaciones que se produzcan dentro y junto a las conexiones deben ser incluidas en el proyecto.

4.12.1.4. Cuando el comportamiento del sistema requiera que las fuerzas en el plano sean transferidas entre los elementos de un sistema de tabiques o entrepisos prefabricados, deben cumplirse (a) y (b):

(a) La trayectoria de las fuerzas en el plano debe ser continua tanto a través de las conexiones como de los elementos.

(b) Cuando se produzcan fuerzas de tracción, se debe garantizar una trayectoria continua del acero o acero de las armaduras, con o sin empalmes.

4.12.1.5. La distribución de fuerzas perpendiculares al plano de los elementos prefabricados debe establecerse por medio de análisis o ensayos.

C 4.12.1.5. Las cargas concentradas y las cargas distribuidas linealmente pueden distribuirse entre los elementos siempre y cuando los elementos tengan suficiente rigidez torsional y en ese caso, el corte puede transferirse a través de las juntas. Los elementos que sean rígidos torsionalmente, tales como losas alveolares o losas macizas, producen una mejor distribución de las cargas que los elementos flexibles torsionalmente, tales como vigas doble T con alas delgadas. La distribución de las cargas que realmente ocurre depende de muchos factores que se analizan en detalle en LaGue (1971), Johnson and Ghadiali (1972), Pfiefer and Nelson (1983), Stanton (1987, 1992), *PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls* (PCI MNL 126), Aswad and Jacques (1992), y el *PCI Design Handbook* (PCI MNL, 120). Las aberturas grandes pueden causar cambios significativos en la distribución de las fuerzas.

4.12.2. Sistemas de hormigón pretensado

C 4.12.2. Sistemas de hormigón pretensado

4.12.2.1. El proyecto de elementos y sistemas pretensados debe basarse en la resistencia y en el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga que sean críticas durante la vida de la estructura desde el momento en que el pretensado se aplique por primera vez.

El pretensado, como se usa en este Reglamento, se refiere al pretensado, postensado adherente o postensado no adherente. Todos los requisitos en este Reglamento se aplican a los sistemas y elementos pretensados a menos que sea excluido de manera específica. Este artículo contiene requisitos específicos para los sistemas de hormigón pretensado. Otros artículos del Reglamento también presentan requisitos específicos como el recubrimiento de hormigón requerido para sistemas pretensados.

Los efectos de fluencia lenta y contracción pueden ser mayores en las estructuras de hormigón pretensado que en

las de hormigón no pretensado debido a las fuerzas de pretensado y porque las estructuras pretensadas normalmente tienen menos armadura adherida. Los efectos de los movimientos por fluencia lenta y contracción pueden requerir mayor atención que la que normalmente se requiere para el hormigón no pretensado. Estos movimientos pueden aumentar las pérdidas de pretensado.

El proyecto de construcciones postesadas externamente debería considerar los aspectos de protección de corrosión y resistencia al fuego aplicables a ese sistema estructural.

4.12.2.2. Deben tomarse medidas con respecto a los efectos sobre construcción adyacente producidos por deformaciones plásticas y elásticas, flechas, cambios de longitud y rotaciones debidas al pretensado. También deben incluirse los efectos debidos a cambios de temperatura, restricción de elementos estructurales adyacentes, asentamiento de la fundación, fluencia lenta y contracción.

4.12.2.3. En el proyecto deben considerarse las concentraciones de tensiones debidas al pretensado.

4.12.2.4. Al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia del acero de pretensado, debe considerarse el efecto de la pérdida de área debida a ductos de postensado abiertos antes de que el mortero de inyección haya logrado su resistencia de cálculo.

4.12.2.5. Se permite que los cordones de postensados sean externos a cualquier sección del elemento. Para evaluar los efectos de las fuerzas de los cordones externos en la estructura de hormigón se deben usar los requisitos de diseño por resistencia y comportamiento en servicio indicados en este Reglamento.

4.12.3. Elementos a flexión de hormigón compuesto

C 4.12.3. Elementos a flexión de hormigón compuesto

4.12.3.1. Los requisitos de este Reglamento aplican al proyecto de elementos de hormigón compuesto sometidos a flexión, como se define en el ***Capítulo 2***.

Esta sección trata sobre los elementos de hormigón estructural, ya sea prefabricados o construidos in situ, pretensados o no pretensados, que consisten en elementos de hormigón construidos en instantes diferentes y que actúan como un elemento compuesto una vez cargados después de que el hormigón de la última etapa de construcción haya fraguado. Todos los requisitos de este Reglamento se aplican a esos elementos a menos que se excluya de manera específica. Además, algunos requisitos se aplican específicamente a los elementos de hormigón compuesto sometidos a flexión. Esta sección contiene los requisitos específicos para esos elementos y que no están cubiertos en los capítulos aplicables de los elementos.

4.12.3.2. Los elementos individuales se deben evaluar para todas las etapas críticas de carga.

4.12.3.3. Todos los elementos deben dimensionarse para resistir las cargas introducidas antes del desarrollo completo de la resistencia de cálculo del

elemento compuesto.

4.12.3.4. Se debe detallar la armadura requerida para minimizar la fisuración y prevenir la separación de los componentes individuales de los elementos compuestos.

4.12.4. Sistemas de hormigón estructural simple

El proyecto de elementos de hormigón estructural simple, tanto construidos in situ como prefabricados, debe cumplir con las disposiciones del ***Capítulo 14***.

4.13. CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN

C 4.13. CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN

4.13.1. Las especificaciones para ejecución de la construcción deben cumplir con los requisitos del ***Capítulo 26***.

El ***Capítulo 26*** ha sido organizado para recoger en una sola ubicación la información sobre el proyecto, requisitos de construcción a cumplir y disposiciones para la inspección que debería ser especificada en los documentos de construcción. Puede haber información adicional que deba incluirse en los documentos de construcción que no está cubierta en el ***Capítulo 26***.

4.13.2. La inspección durante la construcción debe cumplir con los requisitos del ***Capítulo 26***.

4.14. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

C 4.14. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

La evaluación de la resistencia de estructuras existentes debe cumplir con los requisitos del ***Capítulo 27***.

Los requisitos del ***Capítulo 27*** para la evaluación de la resistencia de estructuras existentes mediante pruebas físicas de carga tratan solamente la evaluación de estructuras sometidas a cargas gravitacionales. El ***Capítulo 27*** también cubre la evaluación de la resistencia de las estructuras existentes mediante evaluación analítica, la cual puede ser usada para cargas gravitacionales, así como también para otras cargas como las producidas por sismo o viento.

CAPÍTULO 5. CARGAS

5.1. ALCANCE

Este capítulo debe aplicarse para la selección de las combinaciones y factores de carga empleados en el diseño, exceptuando lo que se permite en el ***Capítulo 27***.

5.2. GENERALIDADES

5.2.1. Las cargas deben incluir el peso propio, las cargas aplicadas y los efectos debidos al pretensado, las restricciones a los cambios de volumen y los asentamientos diferenciales.

5.2.2. Las estructuras sometidas a acciones sísmicas se deben diseñar de acuerdo con las prescripciones establecidas en el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

5.2.3. Se permiten reducciones de sobrecarga de acuerdo con el ***CIRSOC 101-24***.

C 5.2. GENERALIDADES

C 5.2.1. Las disposiciones de este Reglamento se deben utilizar con las cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño especificadas en el ***Reglamento CIRSOC 101-2024*** y con las cargas debidas al sismo, al viento y a la nieve, indicadas en los ***Reglamentos INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***, ***CIRSOC 102-2024*** y ***CIRSOC 104-2024***, respectivamente. Estos Reglamentos, con excepción del ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***, han sido desarrollados en base al ***ASCE/SEI 7-10***.

5.3. COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

5.3.1. La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas de la ***Tabla 5.3.1***, con las excepciones y adiciones de 5.3.3 hasta 5.3.13.

Tabla 5.3.1. Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1{,}4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1{,}2D + 1{,}6L + 0{,}5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1{,}2D + 1{,}6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1{,}0L \text{ o } 0{,}5W)$	(5.3.1c)	L_r o S o R
$U = 1{,}2D + 1{,}0W + 1{,}0L + 0{,}5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1{,}2D + 1{,}0E + 1{,}0L + 0{,}2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0{,}9D + 1{,}0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0{,}9D + 1{,}0E$	(5.3.1g)	E

C 5.3. COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

C 5.3.1. La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en el ***CIRSOC 101-24*** multiplicadas por los factores de carga apropiados. Si los efectos de las cargas, tales como fuerzas y momentos internos, están relacionados linealmente con las cargas, la resistencia requerida U puede expresarse en términos de los efectos de las cargas multiplicado por el factor de carga apropiado con el mismo resultado. Si los efectos de las cargas están relacionados con las cargas de forma no lineal, tal como los efectos P-delta en una estructura (Rogowsky and Wight, 2010) las cargas se mayoran antes de determinar sus efectos. La práctica usual para el diseño de fundaciones se describe en C 13.2.6.1. El análisis no lineal por medio de elementos finitos utilizando casos de cargas mayoradas se discute en C 6.9.3.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas permanentes que se determinan con mayor precisión y son menos variables se les asigna un factor de carga más bajo que a las sobrecargas. Los factores de carga también toman en cuenta variabilidades inherentes del análisis estructural empleado para calcular los momentos y cortes.

El Reglamento presenta factores de carga para combinaciones específicas de cargas. En cierta medida, se toma en consideración la probabilidad de la ocurrencia simultánea al asignar factores a las combinaciones de carga. Aunque las combinaciones de cargas más usuales están incluidas, el proyectista no debe suponer que estén cubiertos todos los casos.

Debe darse la debida consideración al signo (positivo o negativo) en la determinación de ***U*** en las combinaciones de carga, dado que un tipo de carga puede producir efectos en sentido opuesto al de los producidos por otro tipo. Las combinaciones de carga con **0,9*D*** están específicamente incluidas para el caso en el cual una carga permanente más alta reduce los efectos de otras cargas. Esta condición de carga puede ser crítica también para columnas controladas por tracción. En dicho caso, una reducción de la carga axial de compresión y desarrollo de tracción, con o sin, un incremento del momento puede producir una combinación critica de carga más desfavorable.

Deben considerarse las diversas combinaciones de carga con el fin de determinar la condición de diseño crítica. Esto resulta particularmente cierto cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, tal como la resistencia a flexión y carga axial combinadas, o la resistencia a corte, en elementos con carga axial.

Si algunas circunstancias inusuales requieren mayor confiabilidad en la resistencia de algún elemento en particular, distinta de aquella que se encuentra en la práctica habitual, puede resultar apropiada para dichos elementos una disminución en los factores de reducción de resistencia ϕ o un aumento en los factores de carga estipulados.

El factor de carga por lluvia ***R*** en las ecuaciones (5.3.1b), (5.3.1c) y (5.3.1d) debería responder por todas las posibles acumulaciones de agua. Las cubiertas se deberían diseñar con suficiente pendiente o contraflecha con el fin de asegurar un drenaje adecuado debiendo considerarse cualquier flecha adicional a largo plazo de la cubierta debido a las cargas permanentes. Si la deformación de los elementos de cubierta pueda originar acumulación de agua, y esta a su vez producir incrementos en la deformación y mayor acumulación de agua, el diseño de la cubierta debería asegurar que este proceso se autolimite en algún punto.

Con respecto a las combinaciones que incluyen la acción sísmica se debe consultar el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

5.3.2. Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúen simultáneamente.

5.3.3. Se permite reducir a ***0,5*** el factor de sobrecarga ***L*** en las ecuaciones (5.3.1c), (5.3.1d) y (5.3.1e), excepto para (a), (b) o (c):

(a) Estacionamientos.

C 5.3.3. La modificación al factor de carga de este requisito es diferente a las reducciones de sobrecarga basadas en el área cargada que permite el ***CIRSOC 101-24***. La reducción de sobrecarga, basada en el área de carga, ajusta la sobrecarga nominal (***L_0*** en el ***CIRSOC 101-24***) a

(b) Áreas definidas como lugares de reunión pública.

(c) En todas las áreas donde L sea mayor a $5\ kN/m^2$.

5.3.4. Cuando corresponda, L debe incluir (a) hasta (f):

(a) Sobrecargas concentradas.

(b) Cargas vehiculares.

(c) Cargas de puente grúas.

(d) Cargas de pasamanos, guardarrail y sistemas de barrera vehicular.

(e) Efectos de impacto.

(f) Efectos de vibración.

L. La reducción de sobrecarga, como se especifica en el ***CIRSOC 101-24***, puede ser usada en combinación con el factor de carga ***0,5*** especificado en este requisito.

5.3.5. Cuando W defina las cargas de viento a nivel de servicio, debe utilizarse $1{,}6W$ en vez de $1{,}0W$ en las ecuaciones (5.3.1d) y (5.3.1f), y $0{,}8W$ en vez del $0{,}5W$ en la ecuación (5.3.1c).

C 5.3.5. En el ***CIRSOC 102-05,*** las cargas de viento están definidas para el nivel de diseño de servicio, y un factor de carga para viento de ***1,6*** es apropiado para ser utilizado en las ecuaciones (5.3.1d) y (5.3.1f) y un factor de carga de ***0,8*** es apropiado para ser utilizado en la ecuación (5.3.1c). El nuevo proyecto ***CIRSOC 102-24*** prescribe las cargas de viento al nivel de cálculo por resistencia y por lo tanto el factor de carga para fuerzas de viento es la unidad (***1,0***). Las velocidades básicas de viento para el nivel de diseño de resistencia se definen basándose en una ráfaga de viento de 3 segundos a 10 m sobre el nivel del terreno, para la categoría de exposición C, con un intervalo medio de recurrencia de ***300, 700 y 1700 años***, dependiendo de la categoría de riesgo de la estructura. Los factores de carga más altos en 5.3.5 se aplican cuando se utilizan para el cálculo de cargas de viento a nivel de servicio, correspondientes a un intervalo medio de recurrencia de ***50 años***.

5.3.6. Los efectos estructurales de las fuerzas debidas a las restricciones por cambios de volumen y asentamiento diferencial, T, deben considerarse en combinación con otras cargas cuando los efectos de T puedan afectar adversamente la seguridad estructural o el desempeño de la estructura. El factor de carga para T debe establecerse considerando la incertidumbre asociada con la magnitud esperada de T, la probabilidad de que el máximo efecto ocurra simultáneamente con otras cargas aplicadas, y las consecuencias potencialmente adversas en caso de que el efecto T sea mayor que el supuesto. El factor de carga de T no puede ser menor que la unidad (***1,0***).

C 5.3.6. Existen varias estrategias para tener en cuenta movimientos causados por cambios volumétricos y asentamientos diferenciales. Las restricciones de estos movimientos pueden inducir fuerzas y momentos significativos en los elementos, como tracción en losas, y momentos y esfuerzos de corte en los elementos verticales. Las fuerzas debidas a efectos T rutinariamente no se calculan ni combinan con otros efectos. Los proyectistas prefieren usar técnicas que han funcionado bien en el pasado como es el uso de elementos y conexiones dúctiles que se acomoden al asentamiento diferencial y al movimiento causado por cambios volumétricos, suministrando al mismo tiempo la resistencia requerida para las cargas gravitacionales y laterales. Para limitar los efectos de los cambios volumétricos se utilizan juntas de expansión y fajas de control que se han desempeñado adecuadamente en estructuras similares. La armadura de contracción y temperatura generalmente se determina considerando el área de la sección bruta de hormigón y no según fuerzas calculadas.

Cuando los movimientos de la estructura puedan producir daño en elementos de baja ductilidad, el cálculo de la fuerza estimada debería tener en cuenta la variabilidad inherente del movimiento esperado y de la respuesta de la estructura.

Un estudio a largo plazo sobre los cambios volumétricos en estructuras prefabricadas (Klein and Lindenberg, 2009), contiene recomendaciones de procedimientos para tener en cuenta la rigidez de las conexiones, la exposición térmica, el ablandamiento de los elementos debido a la deformación diferida y otros factores que influyen en las fuerzas ***T***.

Fintel et al. (1986) presenta información sobre las magnitudes de los efectos de los cambios volumétricos en estructuras altas y recomienda procedimientos para incluir las fuerzas resultantes de esos efectos en el diseño.

5.3.7. Cuando la carga de fluidos ***F*** esté presente, debe incluirse en las ecuaciones de combinación de carga de 5.3.1 de acuerdo con lo indicado en (a), (b), (c) o (d):

(a) Cuando ***F*** actúa sola o incremente los efectos de ***D***, se debe incluir con un factor de carga de ***1,4*** en la ecuación (5.3.1a).

(b) Cuando ***F*** incremente la carga primaria, se debe incluir con un factor de carga de ***1,2*** en las ecuaciones (5.3.1b) hasta (5.3.1e).

(c) Cuando el efecto de ***F*** sea permanente y contrarreste la carga primaria, se debe incluir con un factor de carga de ***0,9*** en la ecuación (5.3.1g).

(d) Cuando el efecto de ***F*** no es permanente, pero cuando está presente contrarresta el efecto de la carga primaria, ***F*** no se debe incluir en las ecuaciones (5.3.1a) hasta (5.3.1g).

5.3.8. Cuando el empuje lateral del suelo, ***H***, esté presente, se debe incluir en las combinaciones de carga de 5.3.1, con factores de carga que se ajusten a lo indicado en (a), (b), o (c):

C 5.3.8. El factor de carga requerido para presión lateral proveniente del empuje del suelo, agua en el suelo y otros materiales refleja su variabilidad y la posibilidad que el material pueda ser removido. El comentario del ***CIRSOC 101-24*** incluye una discusión muy útil con respecto a los factores de carga para ***H***.

(a) Cuando ***H*** actúe solo o incremente el efecto de otras cargas, debe incluirse con un factor de carga de ***1,6***.

(b) Cuando el efecto de ***H*** sea permanente y contrarreste el efecto de la carga primaria, deberá incluirse con un factor de carga de ***0,9***.

(c) Cuando el efecto de ***H*** no es permanente, pero cuando está presente contrarresta el efecto de la carga primaria, no se debe incluir ***H***.

5.3.9. Cuando una estructura esté ubicada en una zona inundable, el Proyectista o Diseñador Estructural deberá evaluar y definir las cargas

C 5.3.9. ***Cuando el emplazamiento de una obra se ubique en una zona sujeta a inundación***, se recomienda que el Proyectista o Diseñador Estructural consulte sobre la

debidas a inundación y las combinaciones de carga correspondientes hasta tanto se emita un documento específico que las contemple.

frecuencia e intensidad del fenómeno para adoptar los recaudos pertinentes, hasta tanto se pueda desarrollar en el **CIRSOC**, un mapa de riesgo de inundación en la Argentina, similar al desarrollado en el documento ***ASCE/SEI 7-10***.

5.3.10. Cuando una estructura esté sujeta a esfuerzos provocados por cargas de hielo atmosférico se deberán utilizar las cargas de hielo y las combinaciones de carga correspondientes, especificadas en el ***Reglamento CIRSOC 104-2024***.

5.3.11. La resistencia requerida U debe incluir los efectos internos debidos a las reacciones inducidas por el pretensado con un factor de carga de ***1,0***.

C 5.3.11. Para estructuras estáticamente indeterminadas, los momentos debidos a las reacciones inducidas por las fuerzas de pretensado, algunas veces llamados momentos secundarios, pueden ser importantes (Bondy, 2003; Lin and Thornton, 1972; Collins and Mitchell, 1997).

5.3.12. En el diseño de áreas de anclaje de postesado, se debe aplicar un factor de carga de ***1,2*** a la fuerza máxima del gato de tesado.

C 5.3.12. El factor de carga ***1,2*** para la máxima fuerza aplicada por el gato al cordón da como resultado una carga de proyecto de aproximadamente un ***113 %*** de la resistencia especificada a la fluencia del acero de pretensado, pero no mayor a ***96 %*** de la resistencia nominal a tracción del acero de pretensado. Esto se compara bien con la máxima resistencia del anclaje, la cual es al menos ***95 %*** de la resistencia nominal a tracción de la armadura de pretensado.

5.3.13. Los factores de carga para los efectos de pretensado utilizados con el método de puntal tensor deben incluirse en las ecuaciones de combinación de carga de 5.3.1 de acuerdo con (a) o (b):

(a) Debe aplicarse un factor de carga de ***1,2*** a los efectos del pretensado donde los efectos del pretensado aumenten la fuerza neta en los puntales o tensores.

(b) Se debe aplicar un factor de carga de ***0,9*** a los efectos del pretensado donde éstos reducen la fuerza neta en los puntales o los tensores.

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1. ALCANCE

Los requisitos de este capítulo se aplican a los métodos de análisis, los modelos analíticos de elementos y sistemas estructurales, y al cálculo de los efectos producidos por las cargas.

C 6.1. ALCANCE

Los requisitos de este capítulo aplican a los análisis utilizados para determinar los efectos de las cargas para el diseño.

El artículo 6.2 presenta requisitos generales que son aplicables a todos los procedimientos de análisis.

El artículo 6.2.4 guía al profesional habilitado respecto a requisitos específicos de análisis que no se encuentran en este capítulo. Los artículos 6.2.4.1 y 6.2.4.2 identifican los requisitos de análisis específicos para losas en dos direcciones y tabiques.

El artículo 6.3 presenta las hipótesis de modelado, empleadas para establecer el modelo a analizar.

El artículo 6.4 establece los diferentes requisitos de disposición de la sobrecarga que deben considerarse en el análisis.

El artículo 6.5 presenta un método simplificado de análisis para vigas continuas y losas en una dirección no pretensadas, el cual puede usarse en lugar de un análisis más riguroso cuando se cumplen las condiciones especificadas.

El artículo 6.6 contiene requisitos para un análisis completo de primer orden linealmente elástico. En el análisis se incluyen los efectos de la fisuración y la fluencia lenta por medio del uso de rigideces efectivas.

El artículo 6.7 incluye requisitos para análisis linealmente elástico de segundo orden. Se requiere incluir los efectos de la fluencia lenta y la fisuración.

El artículo 6.8 incluye requisitos para análisis inelástico.

El artículo 6.9 incluye los requisitos para el uso del método de elementos finitos.

6.2. GENERALIDADES

C 6.2. GENERALIDADES

6.2.1. Se permite modelar matemáticamente los elementos y sistemas estructurales de acuerdo con 6.3.

6.2.2. Todos los elementos y sistemas estructurales deben analizarse para determinar los efectos máximos producidos por las cargas, incluyendo las diferentes disposiciones de la sobrecarga de acuerdo con 6.4.

6.2.3. Los métodos de análisis permitidos por este capítulo comprenden de (a) hasta (e):

C 6.2.3. El análisis de primer orden satisface las ecuaciones de equilibrio utilizando la geometría de la estructura no deformada. Cuando se consideran solamente los resultados de un análisis de primer orden no se están

(a) El método simplificado para el análisis de vigas continuas y losas en una dirección con cargas gravitacionales de 6.5.

(b) Análisis lineal elástico de primer orden de 6.6.

(c) Análisis lineal elástico de segundo orden de 6.7.

(d) Análisis inelástico de 6.8.

(e) Análisis con elementos finitos de 6.9.

teniendo en cuenta los efectos de esbeltez. Debido a que estos efectos pueden ser importantes, el artículo 6.6 presenta procedimientos para calcular tanto los efectos de esbeltez ($P\delta$) de los elementos individuales, así como los efectos del desplazamiento lateral de toda la estructura ($P\Delta$) empleando los resultados del análisis de primer orden.

Un análisis de segundo orden satisface las ecuaciones de equilibrio utilizando la geometría de la estructura deformada. Cuando el análisis de segundo orden emplea nodos a lo largo de los elementos a compresión, el análisis tiene en cuenta tanto los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales a lo largo del elemento como los debidos al desplazamiento lateral de toda la estructura. Cuando el análisis de segundo orden emplea solamente nodos en la intersección de los elementos, el análisis tiene en cuenta los efectos del desplazamiento lateral de toda la estructura, pero ignora los efectos de esbeltez de los elementos individuales. En este caso, se emplea el método de amplificación de momentos (6.6.4) para determinar los efectos de la esbeltez de los elementos individuales.

Un análisis inelástico i) representa la relación no lineal entre tensiones y deformaciones unitarias de los materiales que componen la estructura, ii) satisface la compatibilidad de deformaciones, y iii) satisface el equilibrio en la configuración no deformada para análisis de primer orden o en la configuración deformada para análisis de segundo orden.

El análisis utilizando elementos finitos se introdujo para reconocer explícitamente un método de análisis utilizado ampliamente.

6.2.4. Los métodos de análisis adicionales permitidos incluyen de 6.2.4.1 hasta 6.2.4.4.

6.2.4.1. Para losas en dos direcciones, se permite el análisis para cargas gravitacionales de acuerdo con (a) o (b):

(a) Método de diseño directo para losas no pretensadas.

(b) Método del pórtico equivalente para losas no pretensadas y pretensadas.

C 6.2.4.1. La edición previa de este Reglamento contenía requisitos para el uso del método de diseño directo y el método del pórtico equivalente. Estos métodos están bien fundamentados y están cubiertos en libros de texto disponibles. Estos requisitos para análisis de cargas gravitacionales de sistemas de losas en dos direcciones se han retirado del Reglamento debido a que se consideran que son solo dos de los varios métodos de análisis que se utilizan actualmente en diseño de losas en dos direcciones. El método de diseño directo y el método del pórtico equivalente del Reglamento del 2005 pueden, no obstante, ser utilizados todavía para el análisis de losas en dos direcciones para cargas gravitacionales.

6.2.4.2. Se permite analizar los tabiques esbeltos para efectos fuera del plano de acuerdo con 11.8.

6.2.4.3. Los diafragmas se pueden analizar de acuerdo con 12.4.2.

6.2.4.4. Se permite analizar un elemento o región usando el método puntal-tensor de acuerdo con los requisitos del ***Capítulo 23***.

6.2.5. Efectos de esbeltez

6.2.5.1. Se permite ignorar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla (a) o (b):

(a) Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 22 \qquad (6.2.5.1a)$$

(b) Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 34 + 12(M_1/M_2) \qquad (6.2.5.1b)$$

y

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 40 \qquad (6.2.5.1c)$$

donde $\boldsymbol{M_1}$ / $\boldsymbol{M_2}$ es negativo si la columna presenta curvatura simple y positivo si presenta doble curvatura.

Cuando los elementos de arriostramiento de un piso tienen una rigidez total de al menos ***12 veces*** la rigidez lateral bruta de las columnas en la dirección considerada se permite considerar que las columnas del piso están arriostradas contra desplazamientos laterales.

6.2.5.2. Se puede calcular el radio de giro, $\boldsymbol{r}$, usando (a), (b), o (c):

(a) $$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \qquad (6.2.5.2)$$

(b) ***0,30 veces*** la dimensión de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para columnas rectangulares.

(c) ***0,25 veces*** el diámetro de las columnas circulares.

C 6.2.5. Efectos de esbeltez

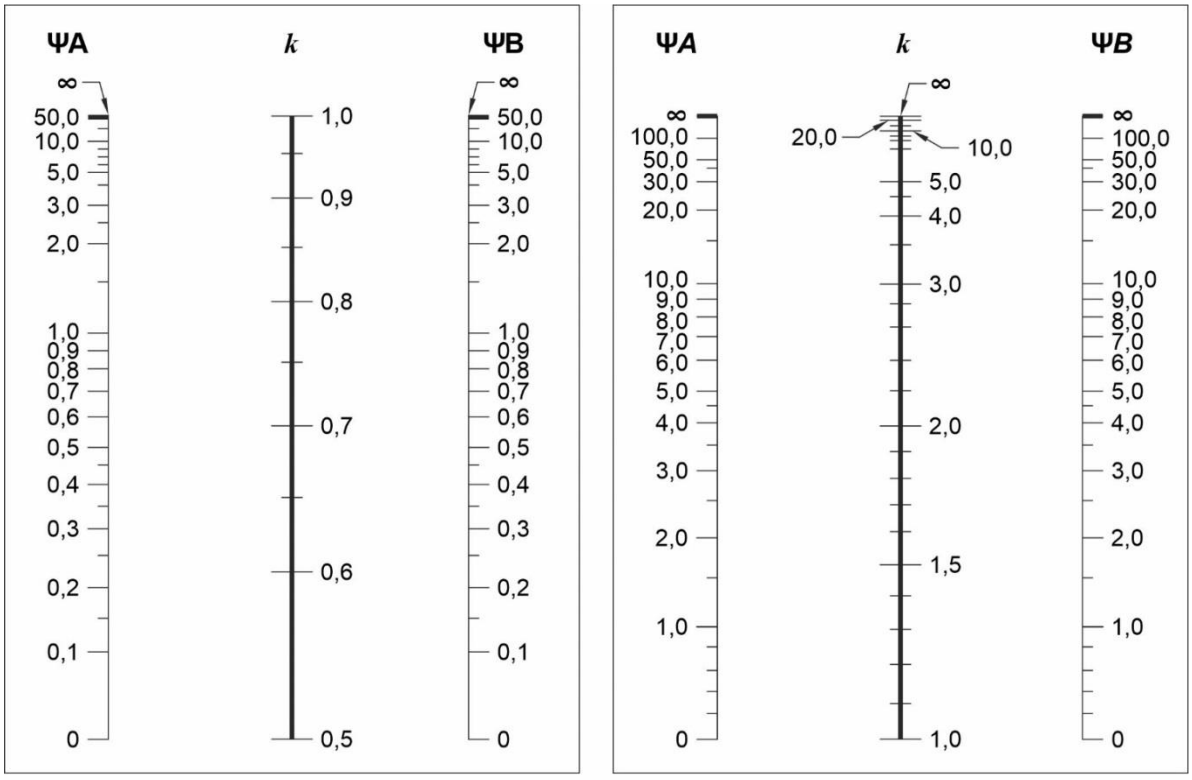
En muchas estructuras, los efectos de segundo orden son despreciables. En estos casos, no es necesario considerar los efectos de la esbeltez y se pueden diseñar los elementos sometidos a compresión tales como columnas, muros o arriostramientos, considerando las fuerzas determinadas por medio de un análisis de primer orden. Los efectos de la esbeltez pueden ser ignorados tanto en los sistemas arriostrados como en los no arriostrados dependiendo de la relación de esbeltez **($\boldsymbol{k\cdot\ell_u}$ / $\boldsymbol{r}$)** del elemento.

La convención de signos para $\boldsymbol{M_1}$ / $\boldsymbol{M_2}$ ha sido actualizada de tal manera que $\boldsymbol{M_1}$ / $\boldsymbol{M_2}$ es negativa si el elemento está deformado en curvatura simple y positiva si lo está en doble curvatura. Lo anterior corresponde a un cambio respecto a la convención de signos del Reglamento del 2005.

La principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectiva $\boldsymbol{k}$ son los Ábacos de Alineamiento de Jackson y Moreland (***Figura C 6.2.5.1***) los cuales permiten la determinación gráfica de $\boldsymbol{k}$ para una columna de sección transversal constante en un pórtico de varios vanos (ACI SP-17(09); Column Research Council, 1966).

Las ecuaciones (6.2.5.1b) y 6.2.5.1c) se basan en la ecuación (6.6.4.5.1) suponiendo que un incremento del ***5 %*** en los momentos debido a la esbeltez es aceptable (MacGregor et al., 1970). Como primera aproximación, $\boldsymbol{k}$ puede ser igual a ***1,0*** en las ecuaciones (6.2.5.1b) y (6.2.5.1c).

La rigidez del arriostramiento lateral se considera según las direcciones principales del sistema estructural. Los elementos de arriostramiento en las estructuras típicas constan de tabiques estructurales o arriostramientos laterales. La respuesta torsional del sistema resistente ante fuerzas laterales debido a la excentricidad del sistema estructural puede incrementar los efectos de segundo orden y debería ser considerada.



(a)
Pórticos sin desplazamiento lateral

(b)
Pórticos con desplazamiento lateral

Ψ = relación de $\sum(EI/\ell_c)$ de las columnas con respecto a $\sum(EI/\ell)$ de las vigas en el mismo plano en un extremo de la columna

ℓ = luz de la viga medida centro a centro de los apoyos

Figura C 6.2.5.1. Factor de longitud efectiva k.

6.2.5.3. A menos que los efectos de esbeltez se desprecien de acuerdo con 6.2.5.1, el diseño de columnas, vigas de arriostramiento y otros elementos que den soporte lateral, debe basarse en las fuerzas y momentos amplificados teniendo en cuenta los efectos de segundo orden de acuerdo con 6.6.4, 6.7 ó 6.8. M_u incluyendo los efectos de segundo orden, no debe exceder $1{,}4M_u$ debido a los efectos de primer orden.

C 6.2.5.3. El diseño con efectos de segundo orden puede basarse ya sea en el procedimiento de amplificación de momento (MacGregor et al., 1970; MacGregor, 1993; Ford et al., 1981), en un análisis elástico de segundo orden, o en un análisis inelástico de segundo orden. La ***Figura C 6.2.5.3*** se presenta para ayudar a los proyectistas en la aplicación de los requisitos de esbeltez del Reglamento.

Los momentos en los extremos de los elementos en compresión, tales como columnas, muros o riostras, deberían considerarse en el diseño de los elementos a flexión adyacentes. En estructuras arriostradas contra el desplazamiento lateral, no hay necesidad de considerar los efectos de la amplificación de los momentos en los extremos en el diseño de las vigas adyacentes. En estructuras no arriostradas contra el desplazamiento lateral, la amplificación de los momentos en los extremos debería tenerse en cuenta en el diseño de los elementos a flexión adyacentes.

Se han desarrollado varios métodos para evaluar los efectos de esbeltez en elementos a compresión sometidos a flexión biaxial. Una revisión crítica de algunos de estos métodos se presenta en Furlong et al. (2004).

Si el peso de una estructura es alto en relación a su rigidez lateral, pueden presentarse efectos ***PΔ*** excesivos con momentos secundarios mayores que el ***25 %*** de los

momentos primarios. Los efectos ***P*Δ** pueden eventualmente presentar singularidad en la solución de las ecuaciones de equilibrio, indicando inestabilidad física de la estructura (Wilson, 1997). Investigaciones analíticas (MacGregor and Hage, 1977) de pórticos de hormigón armado indicaron que la probabilidad de falla por inestabilidad aumenta rápidamente cuando el índice de estabilidad ***Q***, definido en la ecuación 6.6.4.4.1, excede ***0,2***, lo cual es equivalente a tener una relación entre momentos secundarios y primarios de ***1,25***. Según el ASCE/SEI 7-10, el valor máximo del coeficiente de estabilidad θ similar al coeficiente de estabilidad ***Q*** de este Reglamento, es ***0,25***. Este valor de ***0,25*** es equivalente a una relación entre momentos secundarios y primarios de ***1,33***. Por esta razón, se definió un límite superior de ***1,4*** en la relación entre momentos secundarios y primarios.

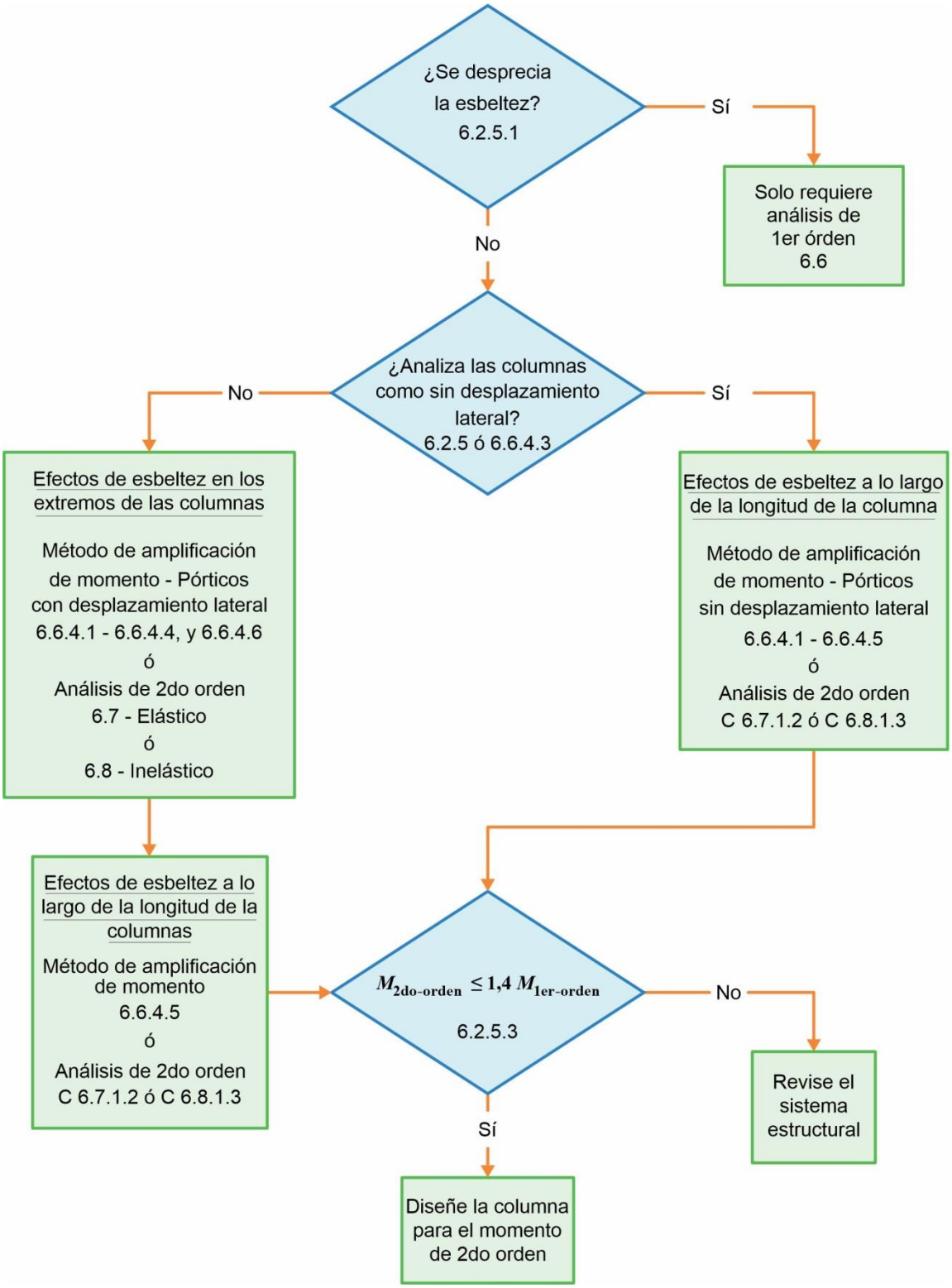


Figura C 6.2.5.3. Diagrama de flujo para determinar los efectos de esbeltez en columnas.

6.3. HIPÓTESIS PARA DEFINIR EL MODELO

C 6.3. HIPÓTESIS PARA DEFINIR EL MODELO

6.3.1. Generalidades

C 6.3.1. Generalidades

6.3.1.1. Las rigideces relativas de los elementos que forman parte del sistema estructural se deben seleccionar considerando un conjunto de hipótesis razonables. Las hipótesis deben ser congruentes a

C 6.3.1.1. Pueden realizarse análisis separados con diferentes hipótesis de rigidez para diferentes objetivos, tales como la comprobación de los criterios de comportamiento en servicio y de resistencia, o evaluar las

través de cada análisis.

demandas en elementos donde las hipótesis de rigidez son críticas.

Idealmente, las rigideces del elemento E_cI y GJ deberían reflejar el grado de fisuración y de acción inelástica que ha ocurrido a lo largo de cada elemento inmediatamente antes de la fluencia. Sin embargo, las complejidades asociadas con la selección de las diferentes rigideces de todos los elementos de la estructura, harían ineficientes los análisis estructurales durante el proceso de diseño. De allí que se requieran hipótesis más sencillas para definir las rigideces a flexión y torsión.

En estructuras arriostradas contra desplazamiento lateral, los valores relativos de la rigidez son importantes. En este caso, las dos hipótesis más comunes consisten en utilizar $0{,}5I_g$ para las vigas e I_g para las columnas.

Para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral, es deseable disponer de una estimación realista de I y ésta debería utilizarse si se llevan a cabo análisis de segundo orden. En 6.6.3.1 se presentan guías para la selección de I en este caso.

La necesidad incluir la rigidez a torsión está determinada por dos condiciones en el análisis de una estructura dada: 1) la magnitud relativa de las rigideces a torsión y flexión y 2) si se requiere de torsión para el equilibrio de la estructura (torsión de equilibrio), o si ésta es debida a la torsión de los elementos con el fin de mantener la compatibilidad de las deformaciones (torsión de compatibilidad). En el caso de la torsión de equilibrio, la rigidez torsional debería incluirse en el análisis. Es necesario, por ejemplo, considerar la rigidez torsional de las vigas de borde. En el caso de la torsión de compatibilidad, la rigidez a torsión usualmente no se incluye en el análisis. Esto se debe a que la rigidez fisurada a torsión de una viga es una fracción pequeña de la rigidez a flexión de los elementos que llega a la viga. La torsión debería ser considerada en el diseño como lo requiere el ***Capítulo 9***.

6.3.1.2. Para calcular los momentos y cortes debidos a cargas gravitacionales en columnas, vigas y losas se permite usar un modelo limitado a los elementos del nivel en consideración y a las columnas inmediatamente por encima y por debajo de ese nivel. En las columnas construidas monolíticamente con la estructura, sus extremos lejanos pueden considerarse empotrados.

6.3.1.3. En el modelo de análisis deben considerarse los efectos de la variación de las propiedades de la sección transversal del elemento, tales como el efecto producido por cartelas.

C 6.3.1.3. En el documento Portland Cement Association (1972) se presentan coeficientes de rigidez y de momento de empotramiento de elementos acartelados.

6.3.2. Geometría de las vigas T

C 6.3.2. Geometría de las vigas T

6.3.2.1. En la construcción de vigas T no pretensadas, construidas para soportar losas monolíticas o compuestas, el ancho efectivo de la losa usada como ala, b_f, debe incluir el ancho b_w del

C 6.3.2.1. En el ***Reglamento CIRSOC 201-05***, el ancho de la losa efectivo como ala de la viga T estaba limitado a un cuarto de la luz. El Reglamento permite ahora un octavo de la luz a cada lado del alma de la viga. Esto se hizo para

alma de la viga más un ancho sobresaliente efectivo del ala, de acuerdo con la ***Tabla 6.3.2.1***, donde h es el espesor de la losa y s_w es la distancia libre a la siguiente alma.

simplificar la ***Tabla 6.3.2.1*** y tiene un impacto despreciable en los diseños.

Tabla 6.3.2.1. Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T

Ubicación del ala	Ancho sobresaliente efectivo del ala, más allá de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	$8h$
		$s_w / 2$
		$\ell_n / 8$
A un solo lado	El menor de:	$6h$
		$s_w / 2$
		$\ell_n / 12$

6.3.2.2. En vigas **T** no pretensadas aisladas, en las cuales se utilice la forma **T** para aportar por medio del ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor mayor o igual a $0{,}5b_w$ y un ancho efectivo del ala menor o igual a $4b_w$.

6.3.2.3. En vigas **T** pretensadas, se permite usar la geometría establecida en 6.3.2.1 y 6.3.2.2.

C 6.3.2.3. Los requisitos empíricos de 6.3.2.1 y 6.3.2.2 fueron desarrollados para vigas **T** no pretensadas. En lo posible para vigas **T** pretensadas, debe utilizarse el ancho de ala indicado en 6.3.2.1 y 6.3.2.2 a menos que la experiencia haya demostrado que pueden variarse de forma segura y satisfactoria. Muchos productos pretensados estándar que actualmente están en uso no satisfacen los requisitos de ancho efectivo de ala de 6.3.2.1 y 6.3.2.2, pero han demostrado un comportamiento satisfactorio. Por esta razón, se deja al juicio y experiencia del profesional habilitado la determinación del ancho efectivo del ala. En el análisis elástico y en las consideraciones de diseño no es necesariamente conservador utilizar el ancho máximo de ala permitido en 6.3.2.1.

6.4. DISPOSICIÓN DE LA SOBRECARGA

C 6.4. DISPOSICIÓN DE LA SOBRECARGA

6.4.1. En el diseño para cargas gravitacionales de entrepisos o cubiertas, se permite suponer que la sobrecarga se aplica únicamente al nivel bajo consideración.

6.4.2. Para sistema de losas en una dirección y vigas, se permite suponer (a) y (b):

(a) El momento máximo positivo M_u cerca del centro de la luz ocurre con L mayorada colocada en el vano y en vanos alternados.

(b) El momento máximo negativo M_u en un apoyo ocurre con L mayorada colocada en los vanos adyacentes solamente.

C 6.4.2. Deben establecerse los conjuntos más exigentes de fuerzas máximas de diseño, investigando los efectos de la sobrecarga colocada en varias disposiciones críticas.

6.4.3. Para sistema de losas en dos direcciones, los momentos amplificados se deben calcular según 6.4.3.1, 6.4.3.2 ó 6.4.3.3 y deben ser equivalentes, al

menos, a los momentos resultantes de $\boldsymbol{L}$ mayorada aplicada simultáneamente en todos los paneles.

6.4.3.1. Cuando se conoce la disposición de $\boldsymbol{L}$, el sistema de losas debe analizarse para esa distribución.

6.4.3.2. Cuando $\boldsymbol{L}$ sea variable, sin exceder $\boldsymbol{0{,}75D}$, o bien la naturaleza de $\boldsymbol{L}$ sea tal que todos los paneles se carguen simultáneamente, se permite suponer que se producen los $\boldsymbol{M_u}$ máximos en todas las secciones con $\boldsymbol{L}$ mayorada actuando simultáneamente en todos los paneles.

6.4.3.3. Para condiciones de carga distintas a las definidas en 6.4.3.1 ó 6.4.3.2, se puede suponer (a) y (b):

(a) El momento máximo positivo $\boldsymbol{M_u}$ cerca del centro de la luz del panel ocurre con un ***75 %*** de $\boldsymbol{L}$ mayorada colocada sobre el panel y sobre paneles alternos.

(b) El momento máximo negativo $\boldsymbol{M_u}$ en un apoyo se produce con un ***75 %*** de $\boldsymbol{L}$ mayorada colocada solamente en paneles adyacentes.

C 6.4.3.3. El uso de solo el ***75 %*** de la sobrecarga mayorada total para la disposición de carga que produce el momento máximo, se fundamenta en el hecho de que los momentos máximos positivo y negativo debidos a la sobrecarga no pueden ocurrir simultáneamente y que es posible que ocurra una redistribución de los momentos máximos antes que se presente la falla. Este procedimiento permite, en efecto, algunas sobretensiones locales bajo sobrecarga mayorada total, si ésta se distribuye en la forma prescrita; pero, aun así, asegura que la resistencia de cálculo del sistema de losa después de la redistribución de momentos no es menor que la requerida para resistir las cargas permanentes y sobrecargas mayoradas totales en todos los paneles.

6.5. MÉTODO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO PARA VIGAS CONTINUAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN NO PRETENSADAS

C 6.5. MÉTODO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO PARA VIGAS CONTINUAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN NO PRETENSADAS

6.5.1. Se permite calcular $\boldsymbol{M_u}$ y $\boldsymbol{V_u}$ para cargas gravitacionales de acuerdo con este artículo para vigas continuas y losas en una dirección que cumplan con (a) hasta (e):

(a) Los elementos son prismáticos.

(b) Las cargas están uniformemente distribuidas.

(c) $\boldsymbol{L \leq 3D}$.

(d) Haya dos o más vanos.

(e) La luz del mayor de dos vanos adyacentes no excede en más del ***20 %*** de la luz del menor.

6.5.2. $\boldsymbol{M_u}$ debido a cargas gravitacionales debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 6.5.2***.

C 6.5.2. Los momentos y cortes aproximados conducen a valores razonablemente conservadores para las condiciones indicadas cuando las vigas continuas y las losas en una dirección forman parte de un pórtico o de una construcción continua. Dado que la disposición de las cargas que produce valores críticos para los momentos en las columnas de pórticos difiere de aquella que produce momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de columnas deberían evaluarse por separado.

Tabla 6.5.2. Momentos aproximados para vigas continuas y losas en una dirección no pretensadas

Momento	Ubicación	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u\ell_n^2/14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u\ell_n^2/11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u\ell_n^2/16$
Negativo(1)	Cara interior de los apoyos exteriores	Elementos construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u\ell_n^2/24$
		Elementos construidos monolíticamente con columna de apoyo	$w_u\ell_n^2/16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u\ell_n^2/9$
		Más de dos vanos	$w_u\ell_n^2/10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u\ell_n^2/11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de ***3 m*** (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de ***8*** en cada extremo del vano	$w_u\ell_n^2/12$

(1) Para calcular los momentos negativos, ℓ_n debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes.

6.5.3. Los momentos calculados según 6.5.2 no pueden ser redistribuidos.

6.5.4. V_u debido a cargas gravitacionales se debe calcular de acuerdo con la ***Tabla 6.5.4***.

Tabla 6.5.4. Cortes aproximados para vigas continuas y losas en una dirección no pretensadas

Ubicación	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1{,}15w_u\ell_n/2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_u\ell_n/2$

6.5.5. Los momentos a nivel de entrepiso o cubierta deben resistirse distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente debajo y por encima del entrepiso bajo estudio en proporción a las rigideces relativas de las columnas considerando sus condiciones de restricción.

C 6.5.5. Este artículo se incluye para asegurarse que los momentos se tengan en cuenta en el diseño de las columnas. El momento a que hace referencia corresponde a la diferencia en los momentos de los extremos de los elementos que aportican con la columna y que actúan en el eje localizado en el centro de la columna.

6.6. ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO DE PRIMER ORDEN

C 6.6. ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO DE PRIMER ORDEN

6.6.1. Generalidades

C6.6.1. Generalidades

6.6.1.1. Los efectos de la esbeltez deben considerarse de acuerdo a 6.6.4 a menos que 6.2.5.1 permita ignorarlos.

C 6.6.1.1. Cuando se utiliza un análisis lineal elástico de primer orden, los efectos de esbeltez se calculan por medio del procedimiento de amplificación de momentos (MacGregor et al., 1970; MacGregor, 1993; Ford et al., 1981).

6.6.1.2. Se permite de acuerdo con 6.6.5 la redistribución de los momentos calculados por medio de un análisis elástico de primer orden.

6.6.2. Modelos para elementos y sistemas estructurales

C 6.6.2. Modelos para elementos y sistemas estructurales

6.6.2.1. Los momentos en cualquier entrepiso o cubierta se deben determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente por encima y por debajo del entrepiso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción a flexión.

C 6.6.2.1. Este artículo ha sido incluido para asegurarse que los momentos se incluyan en el diseño de las columnas si los elementos se han diseñado usando 6.5.1 y 6.5.2. El momento a que se hace referencia corresponde a la diferencia entre los momentos de los extremos de los elementos que aportican con la columna y que actúan en el eje localizado en el centro de la columna.

6.6.2.2 En pórticos o construcción continua deben tenerse en cuenta el efecto de la configuración y disposición de carga en la transferencia de los momentos a las columnas interiores y exteriores y a las cargas excéntricas debida a otras causas.

6.6.2.3. Se permite simplificar el modelo de análisis empleando (a) o (b) o ambos:

(a) Se permite analizar las losas macizas o las viguetas en una dirección construidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de ***3 m***, como elementos continuos sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres del elemento, despreciando el ancho de las vigas.

(b) En pórticos o construcción continua, se permite suponer que las regiones de intersección de los elementos son rígidas.

C 6.6.2.3. Una característica común de los programas de computadora modernos para análisis estructural de pórticos es la hipótesis de que los nudos son conexiones rígidas. El artículo 6.6.2.3(b) es para uso en elementos que se intersectan en pórticos, como pueden ser los nudos viga-columna.

6.6.3. Propiedades de las secciones

C 6.6.3. Propiedades de las secciones

6.6.3.1. Análisis para cargas mayoradas

C 6.6.3.1. Análisis para cargas mayoradas

Para análisis ante cargas laterales, cualquiera de las rigideces presentadas en 6.6.3.1.1 ó 6.6.3.1.2 pueden ser empleadas. Ambos requisitos utilizan valores que se aproximan en edificaciones a la rigidez de sistemas de hormigón armado cargados cerca, o más allá, del nivel de fluencia y que han demostrado una correlación razonable con resultados experimentales y analíticos detallados (Moehle, 1992; Lepage, 1998). Para cargas inducidas por sismo, se deben considerar las especificaciones dadas en el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***. En general, para las propiedades efectivas de las secciones, $\boldsymbol{E_c}$ puede calcularse de acuerdo con 19.2.2, el módulo de corte puede tomarse como $\mathbf{0{,}4}\boldsymbol{E_c}$ y las áreas pueden tomarse como se prescriben en la ***Tabla 6.6.3.1.1(a).***

6.6.3.1.1. Los momentos de inercia y el área de las secciones transversales de los elementos deben calcularse de acuerdo con las ***Tablas 6.6.3.1.1(a) ó 6.6.3.1.1(b)***, a menos que se use un análisis más riguroso. Cuando existen cargas laterales de larga duración, el momento de inercia, ***I,*** para las columnas y tabiques debe dividirse por $\mathbf{(1 + \beta_{ds})}$ donde β_{ds} es la relación entre el máximo corte mayorado de larga duración que actúa en un piso y

C 6.6.3.1.1. Los valores de ***I*** y ***A*** se han escogido considerando resultados de ensayos de estructuras y de análisis, e incluyen una reserva por la variabilidad que pueden presentar las deformaciones calculadas. Los momentos de inercia fueron tomados de MacGregor and Hage (1977), los cuales incluyen un factor de reducción de rigidez $\boldsymbol{\phi_K}$ **= 0,875** (ver C 6.6.4.5.2). Por ejemplo, el momento de inercia para columnas es $\mathbf{0{,}875\ (0{,}80}\boldsymbol{I_g}\mathbf{) = 0{,}70}\boldsymbol{I_g}$.

el corte máximo mayorado de ese piso asociado con la misma combinación de carga.

Tabla 6.6.3.1.1(a). Momentos de inercia y áreas de la sección transversal permitidos para el análisis elástico con cargas mayoradas

Elemento y condición		Momento de inercia	Área de la sección transversal para deformaciones axiales	Área de la sección transversal para deformaciones por corte
Columnas		$0{,}70I_g$	$1{,}0A_g$	$b_w h$
Tabiques	No fisurados	$0{,}70I_g$		
	Fisurados	$0{,}35I_g$		
Vigas		$0{,}35I_g$		
Placas planas y losas planas		$0{,}25I_g$		

El momento de inercia de vigas T se debería basar en el ancho efectivo del ala definido en 6.3.2.1 ó 6.3.2.2. En general, es suficientemente preciso tomar $\boldsymbol{I_g}$ para una viga **T** como $\boldsymbol{2I_g}$ del alma, igual a $\boldsymbol{2(b_w\, h^3 / 12)}$.

Si los momentos y cortes amplificados, obtenidos a partir de un análisis considerando el momento de inercia de un tabique, tomado igual a $\boldsymbol{0{,}70I_g}$, indican con base en el módulo de ruptura, que el tabique se fisura en flexión, el análisis debería repetirse con $\boldsymbol{I = 0{,}35I_g}$ en aquellos pisos en los cuales se ha anticipado fisuración bajo las cargas mayoradas.

Los valores de los momentos de inercia fueron deducidos para elementos no pretensados. Para elementos pretensados, los momentos de inercia pueden diferir dependiendo de la cantidad, ubicación y tipo de armadura, y del grado de fisuración previo a alcanzar la carga última. Los valores de rigidez para elementos de hormigón pretensado deberían incluir una tolerancia por la variabilidad de sus rigideces.

Las ecuaciones de la ***Tabla 6.6.3.1.1(b)*** aportan valores más refinados de $\boldsymbol{I}$, los cuales tienen en cuenta la carga axial, la excentricidad, la cuantía de armadura y la resistencia a la compresión del hormigón, tal como se presenta en: Khuntia and Ghosh (2004a, b). Las rigideces suministradas por estas referencias son aplicables a todos los niveles de carga, incluido servicio y última, y consideran un factor de reducción de rigidez $\boldsymbol{\phi_K}$ comparable al incluido en la ***Tabla 6.6.3.1.1(a)***. Para uso en los niveles de cargas distintos al último, $\boldsymbol{P_u}$ y $\boldsymbol{M_u}$ deberían remplazarse por los valores adecuados para el nivel de carga deseado.

Tabla 6.6.3.1.1(b). Momentos de inercia alternativos para análisis elástico con cargas mayoradas

Elemento	Valor alternativo de I para análisis elástico		
	Mínimo	I	Máximo
Columnas y tabiques	$0{,}35I_g$	$\left(0{,}8 + 25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0{,}5\frac{P_u}{P_o}\right) I_g$	$0{,}875I_g$
Vigas, placas planas y losas planas	$0{,}25I_g$	$(0{,}1 + 25\rho)\left(1{,}2 - 0{,}2\frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0{,}5I_g$

Nota: Para elementos continuos sometidos a flexión, se permite que $\boldsymbol{I}$ sea el promedio de los valores obtenidos para secciones críticas a momento positivo y negativo. $\boldsymbol{P_u}$ y $\boldsymbol{M_u}$ deben calcularse de la combinación de carga particular en consideración, o la combinación de $\boldsymbol{P_u}$ y $\boldsymbol{M_u}$ que resulta en el menor valor de $\boldsymbol{I}$.

6.6.3.1.2. Para el análisis de cargas laterales mayoradas, se permite suponer $\boldsymbol{I = 0{,}5I_g}$ para todos los elementos o calcular $\boldsymbol{I}$ mediante un análisis más detallado que considere la rigidez efectiva de todos los elementos bajo las condiciones de carga.

C 6.6.3.1.2. El desplazamiento lateral de una estructura bajo cargas laterales mayoradas puede ser sustancialmente diferente de la calculada usando un análisis lineal debido, en parte, a la respuesta inelástica de los elementos y a la disminución de la rigidez efectiva. La selección de una rigidez efectiva adecuada para elementos estructurales de pórticos de hormigón armado tiene dos objetivos: 1)

obtener estimativos realistas del desplazamiento lateral y 2) determinar los efectos impuestos por el desplazamiento al sistema de resistencia de cargas gravitacionales de la estructura. Un análisis no lineal detallado de la estructura podría identificar adecuadamente estos dos efectos. Una forma simple de estimar un desplazamiento lateral no lineal equivalente usando un análisis lineal es reducir la rigidez de los elementos de hormigón de la estructura utilizada en el modelo lineal. El tipo de análisis para carga lateral afecta la selección de los valores apropiados de la rigidez efectiva. Para el análisis con carga de viento, donde es deseable prevenir la respuesta no lineal en la estructura, la rigidez efectiva representativa del comportamiento antes de que se presente fluencia puede ser adecuada. Para fuerzas inducidas por sismo, se deben considerar las especificaciones dadas en el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

El grado de confianza en los resultados de un análisis lineal simple depende del rigor computacional utilizado para definir la rigidez efectiva de cada elemento. Esta rigidez puede basarse en el valor secante de rigidez en el punto de fluencia del acero, o el valor secante en un punto antes de la fluencia del acero, si el análisis demuestra que no se espera fluencia para la condición de carga dada.

6.6.3.1.3. Para el análisis de cargas laterales mayoradas de sistemas de losas en dos direcciones sin vigas, que se designan como parte de un sistema sismorresistente, se debe realizar siguiendo los lineamientos establecidos en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

6.6.3.2. Análisis para cargas de servicio

C 6.6.3.2. Análisis para cargas de servicio

6.6.3.2.1. Las flechas inmediatas y dependientes del tiempo, provenientes de cargas gravitacionales deben calcularse de acuerdo con 24.2.

6.6.3.2.2. Se permite calcular los desplazamientos laterales inmediatos usando un momento de inercia igual a ***1,4 veces I*** definido en 6.6.3.1 o bien usando un análisis más detallado, pero el valor no debe exceder I_g.

C 6.6.3.2.2. Es necesarios realizar análisis de los desplazamientos, vibraciones y periodos de la edificación a diversos niveles de cargas de servicio (no mayoradas) (Grossman 1987, 1990) para determinar el comportamiento de la estructura en servicio. Los momentos de inercia de los elementos estructurales en el análisis para cargas de servicio deberían ser representativos del grado de fisuración en los diversos niveles de cargas de servicio investigados. A menos que se disponga de un cálculo más preciso de la fisuración en los diversos niveles de cargas de servicio, se considera satisfactorio usar ***1,0 / 0,7 = 1,4 veces*** los momentos de inercia dados en 6.6.3.1, sin exceder I_g, para los análisis de cargas de servicio. Las consideraciones del comportamiento en servicio para vibraciones se analizan en C 24.1.

6.6.4. Efectos de la esbeltez, método de amplificación de momentos

C 6.6.4. Efectos de la esbeltez, método de amplificación de momentos

6.6.4.1. A menos que se cumpla con 6.2.5.1, las columnas y pisos en una estructura deben clasificarse como parte de estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) o sin

C 6.6.4.1. Este artículo describe un procedimiento aproximado de diseño el cual usa el concepto de amplificador de momento para tener en cuenta los efectos de la esbeltez. Los momentos calculados por medio de un

desplazamiento lateral (arriostradas). El análisis de columnas en estructuras sin desplazamiento lateral (arriostradas) debe basarse en 6.6.4.5. El análisis de columnas en estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) debe basarse en 6.6.4.6.

análisis de primer orden son multiplicados por un amplificador de momento, el cual es función de la fuerza axial mayorada P_u y de la carga crítica de pandeo P_c de la columna. En el caso con desplazamiento, el amplificador de momento es función de la suma de P_u del piso y de la suma de P_c de las columnas que resisten el desplazamiento lateral del piso bajo consideración. Las estructuras con y sin desplazamiento lateral son tratadas separadamente. Un análisis de primer orden es un análisis elástico que no incluye el efecto en las fuerzas internas causado por los desplazamientos.

El método de diseño utilizando amplificación de momentos requiere que el proyectista distinga entre estructuras sin desplazamiento lateral (arriostradas), las cuales son diseñadas de acuerdo con 6.6.4.5, y estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas) que se diseñan de acuerdo con 6.6.4.6. Frecuentemente, esto se puede hacer comparando la rigidez lateral total de las columnas en un piso con aquella de los elementos de arriostramiento. Se puede suponer que un elemento a compresión, como puede ser una columna, muro o riostra, está arriostrado si está ubicado en un piso en el cual los elementos de arriostramiento (tabiques estructurales, celosías, u otros elementos de arriostramiento lateral) tienen una rigidez lateral suficiente para resistir las deformaciones laterales del piso, de tal manera que los desplazamientos laterales resultantes no son lo suficientemente grandes para afectar sustancialmente la resistencia de la columna. Si no es inmediatamente evidente sin hacer cálculos, 6.6.4.3 presenta dos maneras para determinar si el desplazamiento lateral puede despreciarse.

6.6.4.2. Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis no pueden variar en más del ***10 %*** de las dimensiones de los mismos elementos en los documentos de construcción, de lo contrario debe repetirse el análisis. Cuando se usan las rigideces de la ***Tabla 6.6.3.1.1(b)*** en el análisis, la cuantía supuesta de armadura del elemento no puede variar en más del ***10 %*** de la armadura especificada para el mismo elemento en los documentos de construcción.

6.6.4.3. Se permite analizar como arriostrados (sin desplazamiento lateral) las columnas y pisos de la estructura, si se cumple (a) o (b):

(a) el incremento en los momentos extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un ***5 %*** de los momentos extremos de primer orden.

(b) Q calculado de acuerdo con 6.6.4.4.1 no excede ***0,05***.

C 6.6.4.3. En 6.6.4.3(a), se indica que un piso dentro de una estructura se considera como arriostrado (sin desplazamiento lateral) si el aumento en los momentos por cargas laterales resultante del efecto $P\Delta$ no excede ***5 %*** de los momentos de primer orden (MacGregor and Hage, 1977). El artículo 6.6.4.3(b) presenta un método alternativo para determinar si el piso se considera arriostrado basándose en el índice de estabilidad Q del piso. Al calcular Q, ΣP_u debería corresponder al caso de carga lateral para el cual ΣP_u es máximo. Debe notarse que una estructura puede contener pisos arriostrados y no arriostrados.

Si los desplazamientos por carga lateral de la estructura han sido calculados usando cargas de servicio y los momentos de inercia para carga de servicio dados en 6.6.3.2.2, se permite calcular Q en la ecuación. (6.6.4.4.1) usando ***1,2 veces*** la suma de las cargas gravitacionales de

servicio, el corte del piso para cargas de servicio, y ***1,4 veces*** los desplazamientos de primer orden del piso para carga de servicio.

6.6.4.4. Propiedades de estabilidad

C 6.6.4.4. Propiedades de estabilidad

6.6.4.4.1. El índice de estabilidad para un piso, Q, debe calcularse mediante:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_0}{V_{us} \ell_c} \qquad (6.6.4.4.1)$$

donde ΣP_u y V_{us} son la carga vertical total y el corte horizontal amplificados del piso, respectivamente, en el piso bajo consideración y Δ_o es el desplazamiento lateral relativo (deriva) de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us}.

6.6.4.4.2. La carga crítica de pandeo, P_c, debe calcularse con:

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k \ell_u)^2} \qquad (6.6.4.4.2)$$

C 6.6.4.4.2. Al calcular la carga axial crítica para pandeo, la preocupación primordial es la selección de la rigidez $(EI)_{eff}$ que aproxime razonablemente las variaciones de la rigidez debidas a fisuración, fluencia lenta y no linealidad de la curva tensión-deformación unitaria. El artículo 6.6.4.4.4 puede utilizarse para calcular.

6.6.4.4.3. El factor de longitud efectiva, k, debe determinarse usando un valor de E_c de acuerdo con 19.2.2 e I de acuerdo con 6.6.3.1.1. Para elementos arriostrados (sin desplazamiento lateral), se permite considerar el factor de longitud efectiva, k, como ***1,0*** y para elementos no arriostrados, k debe ser al menos ***1,0***.

C 6.6.4.4.3. El factor de longitud efectiva para un elemento a compresión, tal como una columna, muro o arriostramiento bajo comportamiento arriostrado varía entre ***0,5*** y ***1,0***. Es recomendable usar un valor de k igual a ***1,0***. Si se usan valores menores, el cálculo de k debería basarse en un análisis estructural usando los valores I dados en 6.6.3.1.1. Los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland (***Figura C 6.2.5.1***) pueden usarse para calcular los valores apropiados de k (ACI SP-17 (09); Column Research Council, 1966).

6.6.4.4.4. Para columnas, $(EI)_{eff}$ debe calcularse de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) $$(EI)_{eff} = \frac{0{,}4\, E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4a)$$

(b) $$(EI)_{eff} = \frac{(0{,}2\, E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4b)$$

(c) $$(EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4c)$$

donde el término β_{dns} es la relación entre la máxima carga axial de larga duración mayorada dentro de un piso y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga, e I en la ecuación (6.6.4.4.4.c) debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 6.6.3.1.1(b)*** para columnas y tabiques.

C 6.6.4.4.4. El numerador de las ecuaciones (6.6.4.4.4a) a (6.6.4.4.4c) representa la rigidez de la columna a corto plazo. La ecuación (6.6.4.4.4b) se dedujo para excentricidades pequeñas y altos niveles de carga axial. La ecuación (6.6.4.4.4a) es una aproximación simplificada de la ecuación (6.6.4.4.4b) y es menos precisa (Mirza 1990). Para mayor precisión, $(EI)_{eff}$ puede ser aproximado usando la ecuación (6.6.4.4.4c).

La fluencia lenta debida a cargas de larga duración incrementa la deformación lateral de una columna y por lo tanto la amplificación del momento. Esto se aproxima en diseño reduciendo la rigidez, $(EI)_{eff}$, usada para calcular P_c y por lo tanto δ, dividiendo el término EI a corto plazo del numerador de las ecuaciones (6.6.4.4.4a) hasta (6.6.4.4.4c) por $(1 + \beta_{dns})$. Para simplificar, se puede suponer que $\beta_{dns} = 0{,}6$. En este caso, la ecuación (6.6.4.4.4a) se vuelve $(EI)_{eff} = 0{,}25 E_c I_g$.

En columnas de hormigón armado sometidas a cargas de larga duración, la fluencia lenta transfiere parte de la carga del hormigón a la armadura longitudinal, aumentando las tensiones en el acero. En el caso de columnas con poca

armadura esta transferencia de carga puede hacer que la armadura en compresión fluya prematuramente, resultando en una disminución del ***EI*** efectivo. En consecuencia, los términos para la armadura longitudinal y para el hormigón en la ecuación (6.6.4.4.4b) deben ser reducidos para tener en cuenta la fluencia lenta.

6.6.4.5. Método de amplificación de momentos: Estructuras sin desplazamiento lateral

C 6.6.4.5. Método de amplificación de momentos: Estructuras sin desplazamiento lateral

6.6.4.5.1. El momento amplificado utilizado en el diseño de columnas y tabiques, M_c, debe ser el momento amplificado de primer orden M_2 amplificado por los efectos de curvatura del elemento, de acuerdo con la ecuación (6.6.4.5.1):

$$M_c = \delta M_2 \qquad (6.6.4.5.1)$$

6.6.4.5.2. El factor de amplificación δ debe calcularse con:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0{,}75 P_c}} \geq 1{,}0 \qquad (6.6.4.5.2)$$

C 6.6.4.5.2. El factor ***0,75*** en la ecuación (6.6.4.5.2) es un factor de reducción de rigidez ϕ_K, que está basado en la probabilidad de tener resistencia baja en una sola columna esbelta aislada. Los estudios descritos en Mirza et al. (1987), indican que el factor de reducción de rigidez ϕ_K no tiene los mismos valores que el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable a la sección de la columna. Estos estudios sugieren que el valor del factor de reducción de rigidez ϕ_K para una columna aislada debería ser ***0,75***, tanto para columnas con estribos como con zunchos en espiral. En el caso de una estructura de varios pisos, los desplazamientos de la columna y de la estructura dependen de la resistencia promedio del hormigón que es mayor a la resistencia del hormigón de la columna crítica única de baja resistencia. Por esta razón, el valor ϕ_K implícito en los valores ***I*** en 6.6.3.1.1 es de ***0,875***.

6.6.4.5.3. C_m debe calcularse de acuerdo con (a) o (b):

(a) Para columnas sin cargas transversales aplicadas entre los apoyos

$$C_m = 0{,}6 - 0{,}4 \frac{M_1}{M_2} \qquad (6.6.4.5.3a)$$

donde el término M_1 / M_2 es negativo si la columna presenta curvatura simple y positivo si presenta doble curvatura.

(b) Para columnas con cargas transversales aplicadas entre los apoyos

$$C_m = 1{,}0 \qquad (6.6.4.5.3b)$$

C 6.6.4.5.3. El factor C_m es un factor de corrección que relaciona el diagrama de momentos real con un diagrama de momentos uniforme equivalente. La deducción del amplificador de momento supone que el momento máximo está en o cerca de la mitad de la altura de la columna. Si el momento máximo se produce en uno de los extremos de la columna, el diseño debería basarse en un momento uniforme equivalente $C_m M_2$ el cual produce el mismo momento máximo al ser amplificado (MacGregor et al., 1970).

La convención de signos para M_1 / M_2 ha sido actualizada para seguir la convención de la regla de mano derecha. Por lo tanto, M_1 / M_2 es negativa si el elemento está deformado en curvatura simple y positiva si lo está en doble curvatura. Lo anterior corresponde a un cambio respecto a la convención de signos del ***Reglamento CIRSOC 201-05***.

En el caso de columnas sometidas a cargas transversales entre los apoyos, es posible que el momento máximo se produzca en una sección lejos del extremo del elemento. Si esto ocurre, el valor del máximo momento calculado en cualquier sección del elemento debería ser usado como valor de M_2 en la ecuación (6.6.4.5.1). C_m debe ser tomado igual a ***1,0*** para este caso.

6.6.4.5.4. M_2 en la ecuación. (6.6.4.5.1) debe ser al menos $M_{2,min}$ calculado de acuerdo con la ecuación (6.6.4.5.4) en cada eje separadamente.

$$M_{2,min} = P_u\,(15 + 0{,}03h) \qquad (6.6.4.5.4)$$

Cuando $M_{2,min}$ exceda M_2, el valor de C_m debe ser igual a $1{,}0$ ó determinarse considerando la relación de los momentos calculados en los extremos M_1 / M_2 usando la ecuación (6.6.4.5.3a).

C 6.6.4.5.4. En este Reglamento, la esbeltez se tiene en cuenta amplificando los momentos extremos de la columna. Si los momentos amplificados de la columna son muy pequeños o nulos, el diseño de columnas esbeltas debería basarse en la excentricidad mínima dada en la ecuación (6.6.4.5.4). No se pretende que la excentricidad mínima se aplique a los dos ejes simultáneamente.

Cuando el diseño se base en la excentricidad mínima, los momentos extremos amplificados de la columna, obtenidos del análisis estructural, son usados en la ecuación (6.6.4.5.3a) para determinar la relación M_1 / M_2. Esto elimina lo que de otra manera sería una discontinuidad entre columnas con excentricidades calculadas menores que la excentricidad mínima y columnas con excentricidades calculadas mayores o iguales a la excentricidad mínima.

6.6.4.6. Método de amplificación de momentos: estructuras con desplazamiento lateral

C 6.6.4.6. Método de amplificación de momentos: estructuras con desplazamiento lateral

6.6.4.6.1. Los momentos M_1 y M_2 en los extremos de una columna individual deben calcularse con (a) y (b):

(a) $$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \qquad (6.6.4.6.1a)$$

(b) $$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \qquad (6.6.4.6.1b)$$

C 6.6.4.6.1. El análisis descrito en este artículo se refiere sólo a estructuras planas sometidas a cargas que causan desplazamientos en su propio plano. Si los desplazamientos causados por las cargas laterales incluyen desplazamientos torsionales significativos, la amplificación de momentos de las columnas más alejadas del centro de giro puede subestimarse al usar este procedimiento. En estos casos debería emplearse un procedimiento de análisis tridimensional de segundo orden.

6.6.4.6.2. El amplificador de momento δ_s debe ser calculado con (a), (b) o (c). Si el δ_s calculado excede $1{,}5$, solo se permite (b) o (c).

(a) $$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1{,}0 \qquad (6.6.4.6.2a)$$

(b) $$\delta_s = \frac{1}{1 - \dfrac{\Sigma P_u}{0{,}75\,\Sigma P_c}} \geq 1{,}0 \qquad (6.6.4.6.2b)$$

(c) Análisis elástico de segundo orden

donde ΣP_u es la sumatoria para todas las cargas verticales mayoradas en un piso y ΣP_c es la sumatoria de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso. P_c se calcula usando la ecuación (6.6.4.4.2) con el valor de k determinado para elementos con desplazamiento lateral, en 6.6.4.4.3 y $(EI)_{eff}$ de 6.6.4.4.4 donde β_{ds} debe substituir a β_{dns}.

C 6.6.4.6.2. Se permiten tres métodos para calcular el amplificador de momento. Estos enfoques incluyen el método Q, el concepto de la suma de P y el análisis elástico de segundo orden:

(a) Método Q:

El análisis iterativo $P\Delta$ para obtener los momentos de segundo orden puede ser representado por una serie infinita. La solución de esta serie está dada por la ecuación (6.6.4.6.2a) (MacGregor and Hage, 1977). Lai and MacGregor (1983) muestra que la ecuación (6.6.4.6.2a) predice apropiadamente los momentos de segundo orden en estructuras no arriostradas mientras el valor de δ_s no exceda $1{,}5$.

Los diagramas de momento $P\Delta$ para columnas flexadas (deformadas) son curvos, con Δ relacionado con la línea elástica deformada de la columna. La ecuación (6.6.4.6.2a) y la mayoría de los programas de computador disponibles comercialmente para análisis de segundo orden han sido desarrollados suponiendo que los momentos $P\Delta$ resultan de fuerzas iguales y opuestas $P\Delta / \ell_c$ aplicadas en la parte inferior y superior del piso. Estas fuerzas producen un diagrama de momentos $P\Delta$ en línea recta. Los diagramas curvos de momento $P\Delta$ producen desplazamientos laterales del orden de $15\ \%$ mayores que aquellos obtenidos de

diagramas rectos de momento $P\Delta$. Este efecto se puede incluir en la ecuación (6.6.4.6.2a) escribiendo el denominador como $(1–1{,}15Q)$ en vez de $(1–Q)$. El factor $1{,}15$ se ha dejado fuera de la ecuación (6.6.4.6.2a) para mayor simplicidad.

Si los desplazamientos han sido calculados usando cargas de servicio, Q en la ecuación (6.6.4.6.2a) debería ser calculado de la manera presentada en C 6.6.4.3.

El análisis de factor Q está basado en desplazamientos calculados usando los valores de I de 6.6.3.1.1, los cuales incluyen un factor de reducción de la rigidez equivalente ϕ_K. Estos valores de I llevan a una sobre estimación del orden de 20 **a** 25 **%** de las deformaciones laterales que corresponden a un factor ϕ_K de reducción de rigidez entre $0{,}80$ y $0{,}85$ en los momentos $P\Delta$**.** Como resultado, no se requiere ningún factor ϕ adicional. Una vez se han establecido los momentos usando la ecuación (6.6.4.6.2a), el diseño de las secciones transversales de las columnas involucra los factores de reducción de la resistencia ϕ de 21.2.2.

(b) Concepto de la suma de P

Para verificar los efectos de la estabilidad del piso, δ_s se calcula como un valor promedio para el piso completo con base en el uso de $\Sigma P_u / \Sigma P_c$. Esto refleja la interacción en los efectos $P\Delta$ de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral del piso, dado que la deformación lateral de todas las columnas en el piso debería ser igual en ausencia de desplazamientos torsionales alrededor del eje vertical. Además, es posible que una columna individual particularmente esbelta en una estructura no arriostrada pueda tener desplazamientos sustanciales a media altura aún si está adecuadamente arriostrada contra desplazamientos laterales en los extremos por otras columnas en el piso. Dicha columna debe ser verificada usando 6.6.4.6.4.

El término $0{,}75$ en el denominador de la ecuación (6.6.4.6.2b) es un factor de reducción de la rigidez ϕ_K, tal como se indica en C 6.6.4.5.2.

En el cálculo de $(EI)_{eff}$, β_{ds} será normalmente cero para una estructura no arriostrada, debido a que las cargas laterales son generalmente de corta duración. Las deformaciones por desplazamiento lateral, debidas a cargas de corto plazo como viento o sismo, son una función de la rigidez de corto plazo de las columnas después de un período de carga gravitatoria sostenida.

Para este caso, la definición de β_{ds} en 6.6.3.1.1 da un valor $\beta_{ds} = 0$. En el caso inusual de una estructura con desplazamiento lateral donde las cargas laterales son sostenidas, β_{ds} no será igual a cero. Esto podría ocurrir si una construcción en un terreno inclinado es sometida a presiones de tierra en un lado, pero no en el

otro.

6.6.4.6.3. Los elementos a flexión deben diseñarse para los momentos totales amplificados de los extremos de las columnas en el nudo.

C 6.6.4.6.3. La resistencia de una estructura con desplazamiento lateral está regida por la estabilidad de las columnas y por el grado de restricción en sus extremos aportado por las vigas de la estructura. Si se forma una articulación plástica en la viga de restricción, la estructura se aproxima a un mecanismo de falla y su capacidad de carga axial se ve drásticamente reducida. Este artículo presenta los medios para que el proyectista verifique que los elementos de restricción a flexión tengan la capacidad de resistir los momentos amplificados de la columna en el nudo.

6.6.4.6.4. Los efectos de segundo orden se deben considerar en toda la longitud de la columna en los pórticos no arriostrados. Se permite calcular estos efectos usando 6.6.4.5, donde C_m se calcula utilizando M_1 y M_2 de 6.6.4.6.1.

C 6.6.4.6.4. En un elemento a compresión, tales como una columna, muro o arriostramiento, el momento máximo puede ocurrir lejos de sus extremos. A pesar de que los programas de computadora para análisis de segundo orden pueden ser utilizados para evaluar la amplificación de los momentos en los extremos, la amplificación en la parte central puede no ser tenida en cuenta a menos que el elemento se subdivida a lo largo de su longitud. La amplificación puede ser evaluada usando el procedimiento descrito en 6.6.4.5.

6.6.5. Redistribución de momentos en elementos continuos a flexión

C 6.6.5. Redistribución de momentos en elementos continuos a flexión

6.6.5.1. Excepto cuando se empleen valores aproximados de los momentos, de acuerdo con 6.5, cuando los momentos se han calculado utilizando 6.8 o bien cuando los momentos en losas en dos direcciones se han calculado utilizando la disposición de cargas especificada en 6.4.3.3, siempre y cuando se cumplan (a) y (b) se permite disminuir los momentos calculados por medio de la teoría elástica en las secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo para cualquier distribución de carga:

(a) Los elementos a flexión son continuos.

(b) $\varepsilon_t \geq 0{,}0075$ en la sección donde se reduce el momento.

6.6.5.2. En elementos pretensados, los momentos incluyen aquellos debidos a las cargas mayoradas y los debidos a las reacciones inducidas por el pretensado.

6.6.5.3. En la sección donde el momento se reduce, la redistribución no debe exceder al menor entre $1000\varepsilon_t$ *%* y ***20 %***.

6.6.5.4. El momento reducido debe usarse para calcular los momentos redistribuidos en todas las otras secciones dentro del vano. El equilibrio estático se debe mantener después de la redistribución de los momentos para cada disposición de las cargas.

6.6.5.5. Los cortes y las reacciones en los apoyos deben calcularse según el equilibrio estático

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las zonas de articulación plástica. Estas zonas de articulación plástica se desarrollan en secciones de momento máximo positivo o negativo y causan un cambio en el diagrama de momentos elásticos. El resultado habitual es una reducción en los valores de los momentos máximos negativos en las zonas de los apoyos y un incremento en los valores de los momentos positivos entre apoyos con respecto a los calculados por medio del análisis elástico. Sin embargo, como los momentos negativos se determinan usualmente para una distribución de carga y los momentos positivos para otra (ver artículo 6.4.3 para una excepción bajo ciertas condiciones carga), en ocasiones, puede obtenerse economía en las armaduras mediante la reducción de los momentos máximos elásticos positivos y el incremento de los momentos negativos, angostando así la envolvente de momentos máximos negativos y positivos en cualquier sección del tramo (Bondy, 2003). Las articulaciones plásticas permiten la utilización de la capacidad total de más secciones de un elemento a flexión al nivel de carga última.

La redistribución de momentos permitida por el Reglamento se muestra en la ***Figura C 6.6.5***. Utilizando valores conservadores para el límite de las deformaciones unitarias en el hormigón y longitudes de articulación plástica obtenidas de numerosos ensayos, se analizaron elementos sometidos a flexión con pequeña capacidad de rotación, para estudiar la redistribución de momentos, hasta un ***20 %***, dependiendo de la cuantía de la armadura. Como se muestra allí, los porcentajes de redistribución de momentos permitidos son conservadores con respecto a los porcentajes calculados tanto para f_y = ***420 MPa*** como ***550 MPa***. Los estudios realizados por Cohn (1965) y Mattock

considerando los momentos redistribuidos para cada disposición de carga.

(1959) respaldan esta conclusión e indican que la fisuración y la flecha de vigas diseñadas utilizando redistribución de momentos no son mucho mayores, bajo cargas de servicio, que las de vigas diseñadas utilizando momentos provenientes directamente de la teoría elástica. Además, estos estudios indican que queda disponible una adecuada capacidad de rotación para la redistribución de momentos permitida por el Reglamento si los elementos satisfacen los requisitos de 6.6.5.1.

Los requisitos para la redistribución de momentos se aplican igualmente a los elementos pretensados (Mast, 1992).

Las deformaciones elásticas causadas por un cordón no concordante cambian la cantidad de rotación inelástica requerida para obtener una cantidad dada de redistribución de momentos. Por lo contrario, para una viga con una capacidad rotacional inelástica dada, la cantidad en que puede variar el momento en el apoyo cambia por una cantidad igual al momento secundario en el apoyo debido al pretensado. En consecuencia, el Reglamento requiere que los momentos secundarios causados por las reacciones generadas por las fuerzas de pretensado sean incluidos al determinar los momentos de diseño.

La redistribución de momentos, permitida en 6.6.5, no debe usarse donde se utilicen momentos flexores aproximados como los obtenidos por medio del método simplificado de 6.5.

La redistribución de momentos tampoco es apropiada en sistemas de losa en dos direcciones que se analicen usando los requisitos de carga dados en 6.4.3.3. Estas cargas utilizan solo el ***75 %*** de la sobrecarga total mayorada, lo cual está basado en consideraciones de redistribución de momentos.

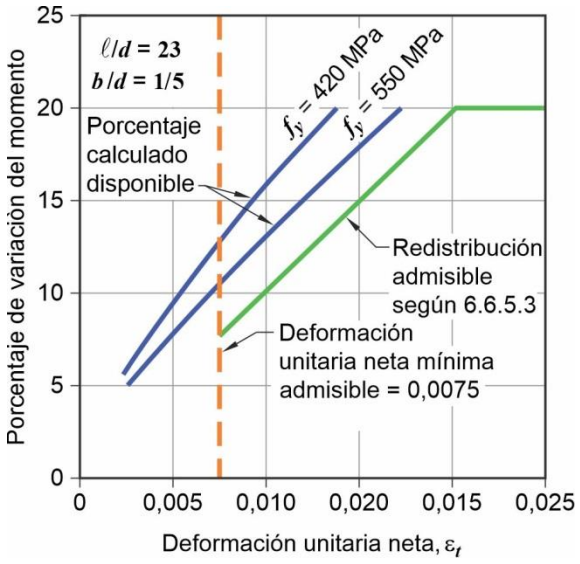


Figura C 6.6.5. Redistribución permitida de momentos según la capacidad mínima de rotación.

6.7. ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN

C 6.7. ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN

6.7.1. Generalidades

C 6.7.1. Generalidades

Los análisis lineales elásticos de segundo orden consideran la geometría deformada de la estructura en las ecuaciones de equilibrio para determinar los efectos $P\Delta$. Se supone que la estructura se mantiene elástica, pero se consideran los efectos de la fisuración y fluencia lenta usando una rigidez efectiva EI. Por lo contrario, el análisis lineal elástico de primer orden satisface las ecuaciones de equilibrio usando la geometría original no deformada de la estructura y calcula los efectos $P\Delta$ amplificando los momentos en los extremos de la columna causados por el desplazamiento lateral usando la ecuación (6.6.4.6.2a) o la ecuación (6.6.4.6.2b).

6.7.1.1. Un análisis lineal elástico de segundo orden debe tener en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones fisuradas a lo largo del elemento y los efectos de duración de las cargas. Estas consideraciones se satisfacen usando las propiedades de la sección transversal definidas en 6.7.2.

C 6.7.1.1. Las rigideces EI usadas en un análisis elástico para el cálculo por resistencia deberían representar las rigideces de los elementos inmediatamente antes de la falla. Esto es particularmente cierto para un análisis de segundo orden, el cual debería predecir los desplazamientos laterales para cargas que se están acercando a la carga última. Los valores de EI no deberían estar basados únicamente en la relación momento-curvatura para la sección más cargada a lo largo del elemento. Por el contrario, deberían corresponder a la relación momento rotación en el extremo para el elemento completo.

Para tener en cuenta la variabilidad de las propiedades reales del elemento en el análisis, las propiedades del elemento usadas en el análisis deberían multiplicarse por un factor de reducción de rigidez ϕ_K menor que la unidad. Las propiedades de la sección definidas en 6.7.2 ya incluyen este factor de reducción de rigidez. El factor de reducción de rigidez, ϕ_K, puede tomarse como $0{,}875$. Debe hacerse notar que la rigidez global se reduce aún más debido a que el módulo de elasticidad, E_c, está basado en la resistencia especificada a compresión del hormigón, mientras que los desplazamientos laterales son función de la resistencia promedio a la compresión del hormigón, la cual, por lo general, es más alta.

6.7.1.2. Se deben considerar los efectos de esbeltez a lo largo de la longitud de la columna. Se permite calcular estos efectos usando 6.6.4.5.

C 6.7.1.2. En un elemento a compresión, el momento máximo puede ocurrir alejado de sus extremos. En los programas de computadora de análisis de segundo orden, las columnas se pueden subdividir usando nodos a lo largo de su longitud con el fin de evaluar los efectos de esbeltez en la zona entre los extremos. Cuando la columna no se subdivide a lo largo de su longitud, los efectos de esbeltez pueden evaluarse utilizando el amplificador de momentos para el caso sin desplazamiento lateral especificado en 6.6.4.5 utilizando los momentos en los extremos del elemento provenientes de un análisis de segundo orden como datos de entrada. El análisis de segundo orden considera dentro del procedimiento el desplazamiento relativo de los extremos del elemento.

6.7.1.3. Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis para calcular los efectos de la esbeltez no pueden variar en más del ***10 %*** de las dimensiones de los mismos elementos en los documentos de construcción, de lo contrario, el análisis debe repetirse.

6.7.1.4. Se permite la redistribución de los momentos calculados por medio del análisis elástico de segundo orden de acuerdo con 6.6.5.

6.7.2. Propiedades de la sección

C 6.7.2. Propiedades de la sección

6.7.2.1. Análisis para carga mayorada

Se permite usar las propiedades de la sección calculadas según 6.6.3.1.

6.7.2.2. Análisis para cargas de servicio

C 6.7.2.2. Análisis para cargas de servicio

6.7.2.2.1. Las flechas inmediatas y dependientes del tiempo, provenientes de las cargas gravitacionales deben calcularse de acuerdo con 24.2.

6.7.2.2.2. De manera alternativa, se permite calcular los desplazamientos inmediatos usando un momento de inercia de ***1,4 veces*** $\boldsymbol{I}$ definido en 6.6.3.1 o bien usando un análisis más detallado, pero el valor no debe exceder $\boldsymbol{I_u}$.

C 6.7.2.2.2. Ver artículo C 6.6.3.2.2.

6.8. ANÁLISIS INELÁSTICO

C 6.8. ANÁLISIS INELÁSTICO

6.8.1. Generalidades

C 6.8.1. Generalidades

6.8.1.1. El análisis inelástico debe considerar la no linealidad del material. Un análisis inelástico de primer orden debe cumplir equilibrio en la configuración no deformada, Un análisis inelástico de segundo orden debe cumplir equilibrio en la configuración deformada.

C 6.8.1.1. La no linealidad de los materiales puede ser afectada por múltiples factores incluyendo la duración de las cargas, contracción y fluencia lenta.

6.8.1.2. El procedimiento de análisis inelástico debe demostrar que lleva al cálculo de la resistencia y las deformaciones que esté sustancialmente de acuerdo con los resultados de los ensayos físicos de componentes, ensamblajes, o sistemas estructurales de hormigón armado que muestren mecanismos de respuesta congruentes con los que se esperan en la estructura que se está diseñando.

C 6.8.1.2. Una concordancia sustancial debería ser demostrada en puntos característicos de la respuesta reportada. Los puntos característicos que se seleccionen dependen del propósito del análisis, las cargas aplicadas, y la respuesta exhibida por el ensamblaje de componentes o el sistema estructural. Para análisis no lineales que sirvan de soporte al diseño bajo cargas de servicio, los puntos característicos representarán cargas y deformaciones menores a aquellas que correspondan a fluencia del acero. Para análisis no lineales que sirvan de soporte para diseño o evaluación de la respuesta bajo cargas al nivel de diseño, los puntos característicos representarán cargas y deformaciones menores que las que correspondan a fluencia del acero y también puntos que correspondan a fluencia del acero y al inicio de la pérdida de resistencia. No hay necesidad de representar la pérdida de resistencia si las cargas de proyecto no extienden la respuesta dentro del intervalo de pérdida de resistencia. Típicamente, los análisis inelásticos de apoyo al diseño deberían emplear las

resistencias especificadas de los materiales y valores medios de otras propiedades de los materiales y rigideces de los componentes. El análisis no lineal, para verificar el diseño de estructuras de hormigón sismorresistentes, debe ser de acuerdo con lo especificado en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

6.8.1.3. A menos que de acuerdo con 6.2.5 se permita despreciar los efectos de esbeltez, un análisis inelástico debe cumplir equilibrio en la configuración deformada. Se permite calcular los efectos de la esbeltez a lo largo de la longitud de la columna usando 6.6.4.5.

C 6.8.1.3. Ver artículo C 6.7.1.2.

6.8.1.4. Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis para calcular los efectos de esbeltez no pueden variar en más del ***10 %*** de las dimensiones de los mismos elementos especificadas en los documentos de construcción, de lo contrario, el análisis debe repetirse.

6.8.1.5. No se permite la redistribución de los momentos calculados por medio de un análisis inelástico.

C 6.8.1.5. El artículo 6.6.5 permite la redistribución de momentos calculados utilizando análisis elástico para tener en cuenta la respuesta inelástica del sistema. Los momentos calculados por medio de análisis inelástico tienen en cuenta de forma explícita la respuesta inelástica, y por lo tanto no es apropiado realizar una redistribución de momentos adicional.

6.9. ACEPTACIÓN DE ANÁLISIS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS

C 6.9. ACEPTACIÓN DE ANÁLISIS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS

6.9.1. Se permite utilizar un análisis con elementos finitos para determinar el efecto de las cargas.

C 6.9.1. Este artículo se introdujo para reconocer explícitamente una metodología de análisis ampliamente utilizada.

6.9.2. El modelo de elementos finitos debe ser apropiado para el propósito que se utilice.

C 6.9.2. El profesional habilitado debería asegurar que el procedimiento de análisis utilizado sea apropiado para el problema particular de interés. Esto incluye la selección del programa de computadora, los tipos de elementos, la red del modelo y las otras hipótesis del análisis.

Existen diversos programas de computadora para análisis por el método de elementos finitos, incluyendo los que realizan análisis estáticos, dinámicos, elásticos e inelásticos.

Los tipos de elementos utilizados deberían ser capaces de determinar la respuesta requerida. Los modelos de elementos finitos pueden incluir: elementos tipo viga-columna para modelar elementos de pórticos, como pueden ser las vigas y columnas; complementados con elementos de tensiones en el plano; elementos de placa; elementos de cáscaras o elementos tipo ladrillo, o ambos, que pueden ser utilizados para modelar losas de entrepiso, plateas de fundación, diafragmas, tabiques y conexiones. El tamaño de la red del modelo seleccionado debería ser suficiente para determinar el comportamiento de la estructura con el nivel de detalle apropiado. Se permite el uso de cualquier conjunto de hipótesis razonables para describir la rigidez de los elementos.

6.9.3. Para análisis inelástico se debe realizar un análisis independiente para cada combinación de mayoración de carga.

C 6.9.3. En un análisis inelástico utilizando elementos finitos, el principio de superposición lineal no es válido. Para determinar la respuesta inelástica última del elemento, por ejemplo, no es correcto determinar los efectos de las cargas de servicio y posteriormente combinar linealmente los resultados utilizando factores de carga. Debería realizarse un análisis inelástico independiente para cada combinación de cargas mayoradas.

6.9.4. El profesional habilitado debe confirmar que los resultados son apropiados para el propósito del análisis.

6.9.5. Las dimensiones de las secciones de cada elemento usadas en el análisis no deben variar en más de ***10 %*** de las dimensiones de los elementos especificadas en los documentos de construcción. De lo contrario debe repetirse el análisis.

6.9.6. No se permite utilizar redistribución de momentos calculados por medio de un análisis inelástico.

CAPÍTULO 7. LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

7.1. ALCANCE

Este capítulo aplica al proyecto de losas de hormigón, no pretensadas y pretensadas, armadas a flexión en una dirección, incluyendo:

(a) Losas macizas.

(b) Losas no compuestas construidas sobre tableros metálicos (Steel Decks).

(c) Losas compuestas de elementos de hormigón construidas en etapas diferentes, pero interconectadas de manera tal que todos los elementos resistan las cargas como una sola unidad.

(d) Losas huecas prefabricadas pretensadas.

C 7.1. ALCANCE

Para el diseño y construcción de losas compuestas sobre tableros metálicos (también denominados Steel Decks) se permite consultar el documento "Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs" (SDI C-2011), hasta tanto se emita un documento al respecto.

Los requisitos para sistemas de viguetas en una dirección se encuentran en el ***Capítulo 9***.

7.2. GENERALIDADES

7.2.1. En el diseño se deben considerar los efectos de las cargas concentradas, de las aberturas en las losas, y de los vacíos dentro de la losa.

C 7.2. GENERALIDADES

C 7.2.1. Las cargas concentradas y las aberturas en las losas inducen momentos y cortes locales y pueden causar que algunas regiones de la losa tengan comportamiento en dos direcciones. Debe considerarse en la resistencia a flexión, corte y flechas la influencia de las aberturas en la losa o de los vacíos dentro de la misma (por ejemplo, ductos), incluyendo la evaluación de la posibilidad que se formen secciones críticas creadas por las aberturas y vacíos.

7.2.2. Materiales

7.2.2.1. Las propiedades de diseño para el hormigón deben seleccionarse de acuerdo con el ***Capítulo 19***.

7.2.2.2. Las propiedades de diseño para el acero de la armadura deben seleccionarse de acuerdo con el ***Capítulo 20***.

7.2.2.3. Los materiales, dimensionamiento y detallado de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.6

7.2.3. Conexiones a otros elementos

7.2.3.1. En construcción "in situ", los nudos losa-columna y viga-columna deben cumplir con el ***Capítulo 15***.

7.2.3.2. Para construcción prefabricada, las conexiones deben cumplir los requisitos de transferencia de fuerza de 16.2.

7.3. LÍMITES DE DISEÑO

C 7.3. LÍMITES DE DISEÑO

7.3.1. Espesor mínimo de la losa

C 7.3.1. Espesor mínimo de la losa

7.3.1.1. Para losas macizas no pretensadas que no soporten o estén ligadas a particiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse debido a flechas grandes, el espesor total de la losa h no debe ser menor que los límites de la ***Tabla 7.3.1.1***, a menos que se cumpla con los límites de 7.3.2 para las flechas calculadas.

Los fundamentos del espesor mínimo de losas en una dirección son los mismos que los de vigas. Ver artículo C 9.3.1 para información adicional.

Tabla 7.3.1.1. Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no pretensadas

Condición de apoyo	h mínimo[(1)]
Simplemente apoyadas	$\ell/20$
Un extremo continuo	$\ell/24$
Ambos extremos continuos	$\ell/28$
En voladizo	$\ell/10$

(1) Relaciones aplicables para hormigón de peso normal y f_y = ***420 MPa***. Para otros casos, el h mínimo debe modificarse de acuerdo con 7.3.1.1.1 hasta 7.3.1.1.3, según corresponda.

7.3.1.1.1. Para f_y distinto de ***420 MPa***, los valores de la ***Tabla 7.3.1.1*** deben multiplicarse por $(0{,}4+f_y/700)$.

7.3.1.1.2. Para losas no pretensadas construidas con hormigón liviano de densidad w_c dentro del intervalo de ***1400*** a ***2000 kg/m^3***, las relaciones de la ***Tabla 7.3.1.1*** deben multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

(a) $1{,}65 - 0{,}0003 w_c$

(b) **1,09**

7.3.1.1.3. En losas compuestas no pretensadas, construidas con una combinación de hormigón de peso normal y liviano, apuntaladas durante la construcción y donde el hormigón liviano se encuentra en compresión, debe aplicarse el modificador de 7.3.1.1.2.

7.3.1.2. El espesor de una capa de terminación de hormigón puede incluirse en h siempre que se construya monolíticamente con la losa, o cuando dicha capa se proyecte para que actúe como un elemento compuesto de acuerdo con 16.4.

7.3.2. Límites para las flechas calculadas

C 7.3.2. Límites para las flechas calculadas

7.3.2.1. En losas no pretensadas que no cumplan con 7.3.1 y en losas pretensadas, las flechas inmediatas y las flechas a largo plazo deben calcularse de acuerdo con 24.2 y no deben exceder los límites establecidos en 24.2.2.

Los fundamentos para el cálculo de flechas en losas en una dirección son los mismos que los de vigas. Ver artículo C 9.3.2 para más información.

7.3.2.2. Para losas compuestas no pretensadas que cumplan con 7.3.1, no es necesario calcular la flecha que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto. Las flechas que ocurren antes de que el elemento se vuelva compuesto deben investigarse, a menos que el espesor de la losa antes de que se vuelva compuesta también cumpla con 7.3.1.

7.3.3. Límite para la deformación específica de la armadura en losas no pretensadas

Las losas no pretensadas deben ser controladas por tracción, de acuerdo con la ***Tabla 21.2.2***.

C 7.3.3. Límite para la deformación específica de la armadura en losas no pretensadas

Los fundamentos para el límite de la deformación específica del acero en losas en una dirección son los mismos que los de vigas. Ver artículo C 9.3.3 para más información.

7.3.4. Límites para las tensiones en losas pretensadas

7.3.4.1. Las losas pretensadas deben clasificarse como Clase U, T o C de acuerdo con 24.5.2.

7.3.4.2. En las losas pretensadas, las tensiones inmediatamente después de la transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder las tensiones admisibles dadas en 24.5.3 y 24.5.4.

7.4. RESISTENCIA REQUERIDA

C 7.4. RESISTENCIA REQUERIDA

7.4.1. Generalidades

7.4.1.1. La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del ***Capítulo 5***.

7.4.1.2. La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del ***Capítulo 6***.

7.4.1.3. En losas pretensadas, deben tenerse en cuenta los efectos de las reacciones inducidas por el pretensado, de acuerdo con 5.3.11.

7.4.2. Momento mayorado

Para losas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular $\boldsymbol{M_u}$ en la cara del apoyo.

7.4.3. Corte mayorado

C 7.4.3. Corte mayorado

7.4.3.1. Para losas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular $\boldsymbol{V_u}$ en la cara del apoyo.

7.4.3.2. Las secciones localizadas entre la cara del apoyo y una sección crítica ubicada a una distancia $\boldsymbol{d}$ de la cara del apoyo para losas no pretensadas y a $\boldsymbol{h}/2$ de la cara de apoyo para losas pretensadas, pueden calcularse para $\boldsymbol{V_u}$ en esa sección crítica si se satisfacen (a) hasta (c):

C 7.4.3.2. Los requisitos para la selección de la sección crítica para corte en losas de una dirección son los mismos que para vigas. Ver artículo C 9.4.3.2 para más información.

(a) La reacción en el apoyo, en la dirección del corte aplicado, introduce compresión en la zona extrema de la losa.

(b) Las cargas se aplican en o cerca de la cara superior de la losa.

(c) No hay cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección crítica.

7.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

C 7.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

7.5.1. Generalidades

C 7.5.1. Generalidades

7.5.1.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de cálculo en todas las secciones de la losa debe satisfacer $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) y (b). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas.

(a) $\phi M_n \geq M_u$

(b) $\phi V_n \geq V_u$

C 7.5.1.1. Ver artículo C 9.5.1.1.

7.5.1.2. ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

7.5.2. Momento

C 7.5.2. Momento

7.5.2.1. M_n debe calcularse de acuerdo con 22.3.

7.5.2.2. En losas pretensadas, al calcular la resistencia a flexión los cordones externos deben considerarse como cordones no adherentes, a menos que los cordones externos cuenten con adherencia efectiva a la sección de hormigón a lo largo de toda su longitud.

7.5.2.3. En una losa en la cual se considere que la losa es el ala de una viga T, si la armadura principal a flexión es paralela al eje longitudinal de la viga, debe colocarse armadura perpendicular al eje longitudinal de la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con (a) y (b). Este requisito no aplica a construcción con viguetas.

(a) La armadura de la losa perpendicular a la viga debe diseñarse para resistir la carga mayorada sobre el ancho de losa que sobresale suponiendo que actúa como un voladizo.

(b) Solo hay necesidad de considerar el ancho efectivo de losa que sobresale determinado según 6.3.2.

C 7.5.2.3. Este requisito solo aplica cuando la viga T es paralela a la luz en la losa en una dirección. Por ejemplo, la viga puede ser utilizada como apoyo para un muro o una carga concentrada que la losa sola no puede sostener. En este caso, la armadura principal a flexión de la losa es paralela a la viga y el área de la armadura perpendicular es generalmente la requerida para contracción y temperatura. La armadura requerida por esta sección cumple la función de resistir los momentos negativos “no intencionales” que pueden anclarse sobre la viga y cuando la armadura de contracción y temperatura actuando sola no los alcanza a resistir.

7.5.3. Corte

7.5.3.1. V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

7.5.3.2. Para losas de hormigón compuestas, la resistencia al corte horizontal, V_{nh} , debe calcularse de acuerdo con 16.4.

7.6. LÍMITES DE LA ARMADURA

C 7.6. LÍMITES DE LA ARMADURA

7.6.1. Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas

C 7.6.1. Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas

Debe colocarse un área mínima de armadura a flexión, $A_{s,min}$, de $0{,}0018A_g$.

El área requerida, para barras conformadas y armadura electrosoldada de alambre, usada como armadura mínima para flexión es la misma requerida para la armadura de contracción y temperatura en 24.4.3.2. Sin embargo, aunque se permite que la armadura de contracción y temperatura sea distribuida entre las dos caras de la losa, según sea apropiado para las condiciones específicas, la armadura mínima para flexión debería ser colocada lo más cerca posible de la cara en tracción del hormigón debida a las cargas aplicadas.

7.6.2. Armadura mínima a flexión en losas pretensadas

C 7.6.2. Armadura mínima a flexión en losas pretensadas

7.6.2.1. Para losas con armadura pretensada adherente, la cantidad total de armadura A_s y A_{ps} debe ser adecuada para desarrollar una carga mayorada de por lo menos ***1,2 veces*** la carga de fisuración, calculada con base en el f_r dado en 19.2.3.

Los requisitos para armadura mínima a flexión en losas pretensadas en una dirección son los mismos que para las vigas pretensadas. Ver artículo C 9.6.2 para más información.

7.6.2.2. Para losas con resistencia de cálculo tanto para flexión como para corte de al menos el doble de la resistencia requerida, no hay necesidad de cumplir con 7.6.2.1.

7.6.2.3. En losas con cordones no adherentes, el área mínima de armadura conformada adherente $A_{s,min}$ debe ser:

$$A_{s,min} \geq 0{,}004A_{ct} \qquad (7.6.2.3)$$

donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal entre la cara de tracción en flexión y el centro de gravedad de la sección bruta.

7.6.3. Armadura mínima de corte

C 7.6.3. Armadura mínima de corte

Los fundamentos para la armadura mínima de corte en losas en una dirección son los mismos que para las vigas. Ver artículo C 9.6.3 para más información.

7.6.3.1. Debe colocarse un área mínima de armadura de corte, $A_{v,min}$, en todas las regiones donde $V_u > \phi V_c$. Para losas huecas prefabricadas y pretensadas con $h >$ ***315 mm*** sin incluir las capas de hormigón de terminación adicionales debe colocarse $A_{v,min}$ en todas las regiones donde: $V_u > 0{,}5\phi V_{cw}$.

C 7.6.3.1. Las losas macizas y zapatas tienen requisitos menos exigentes para la armadura mínima de corte que las vigas porque existe la posibilidad de compartir la carga entre las zonas más débiles y las más fuertes. Sin embargo, investigaciones (Angelakos et al., 2001; Lubell et al., 2004; Brown et al. 2006) han demostrado que losas en una sola dirección, de gran altura y poco armadas, en especial las construidas con hormigón de alta resistencia, o con hormigón con agregado grueso de tamaño pequeño,

pueden fallar para cortes menores que el V_c calculado a partir de ediciones anteriores del Reglamento. Las losas en una dirección sometidas a cargas concentradas son más susceptibles de mostrar esta vulnerabilidad.

Los resultados de ensayos de elementos prefabricados alveolares pretensados (Becker and Buettner, 1985; Anderson, 1978) con $h \leq 315$ mm han mostrado resistencias al corte mayores a las calculadas por medio de las ecuaciones (22.5.6.3.1a) y (22.5.6.3.2). Los resultados de ensayos de elementos alveolares con $h > 315$ mm han mostrado que la resistencia por corte en el alma en las regiones del extremo de la luz puede ser menores que la resistencia calculada por medio de la ecuación (22.5.6.3.2). Por el contrario, la resistencia al corte por flexión en elementos alveolares de mayor altura iguala o excede la resistencia calculada mediante la ecuación (22.5.6.3.1a).

7.6.3.2. Si se demuestra por medio de ensayos que se pueden desarrollar los valores de M_n y V_n requeridos, no es necesario cumplir con 7.6.3.1. Dichos ensayos deben simular los efectos de asentamientos diferenciales, fluencia lenta, contracción y variación de temperatura, basados en una evaluación realista de la ocurrencia de dichos efectos en condiciones de servicio.

C 7.6.3.2. El fundamento para evaluar la resistencia con base en ensayos para las losas en una dirección es el mismo que para las vigas. Ver artículo C 9.6.3.2 para más información.

7.6.3.3. Si se requiere armadura de corte, la armadura transversal mínima, $A_{v,min}$, debe cumplir con 9.6.3.4.

7.6.4. Armadura mínima para contracción y temperatura

C 7.6.4. Armadura mínima para contracción y temperatura

7.6.4.1. Se debe colocar armadura para resistir las tensiones debidas a contracción y temperatura de acuerdo con 24.4.

7.6.4.2. Si se emplea armadura pretensada para contracción y temperatura de acuerdo con 24.4.4, se debe cumplir con 7.6.4.2.1 hasta 7.6.4.2.3.

C 7.6.4.2. En construcción monolítica pretensada de viga y losa, se requiere colocar al menos un cordón entre vigas para contracción y temperatura aún si los cordones de la viga por si mismos proveen una tensión promedio de compresión de al menos $0,7$ MPa como se exige en 24.4.4.1 medida sobre la sección bruta definida en 7.6.4.2.1. Se permite utilizar cordones de cualquier diámetro siempre y cuando se cumplan todos los requisitos de 7.6.4.2 y 7.7.6.3. En la ***Figura C 7.6.4.2*** se ilustra la aplicación de las disposiciones de 7.6.4.2 y 7.7.6.3 en una construcción de viga y losa monolítica postesada construida in situ.

7.6.4.2.1. En construcción monolítica de vigas y losas postesadas construidas in situ, el área bruta de hormigón es el área total de la viga incluyendo el espesor de la losa y la porción de losa dentro de la mitad de la distancia libre entre las almas de las vigas adyacentes. Se permite incluir la fuerza efectiva del pretensado de los cordones de las vigas en el cálculo de la fuerza total de pretensado que actúa sobre el área bruta de la sección de hormigón.

7.6.4.2.2. Cuando las losas están apoyadas sobre tabiques o no se construyen monolíticamente con las vigas, el área bruta de hormigón corresponde a la sección tributaria de la losa al cordón o grupo de cordones.

Los cordones empleados como armadura de contracción y temperatura se deberían colocar lo más cerca posible a la mitad de la altura de la losa. En los casos donde los cordones para contracción y temperatura se emplean para sostener los cordones principales, se permiten variaciones en la localización con respecto al centro de gravedad de la losa; sin embargo, la resultante de los cordones de contracción y temperatura no debería quedar fuera del tercio central del espesor de la losa.

7.6.4.2.3. Se requiere como mínimo colocar un cordón en la losa entre las caras de las vigas o tabiques adyacentes.

Se deberían evaluar los efectos del acortamiento de la losa para garantizar la efectividad del pretensado. En la mayoría de los casos, el bajo nivel de pretensado recomendado no debería causar dificultades en una estructura adecuadamente detallada. Cuando los efectos térmicos sean significativos, pueden requerirse cuidados especiales.

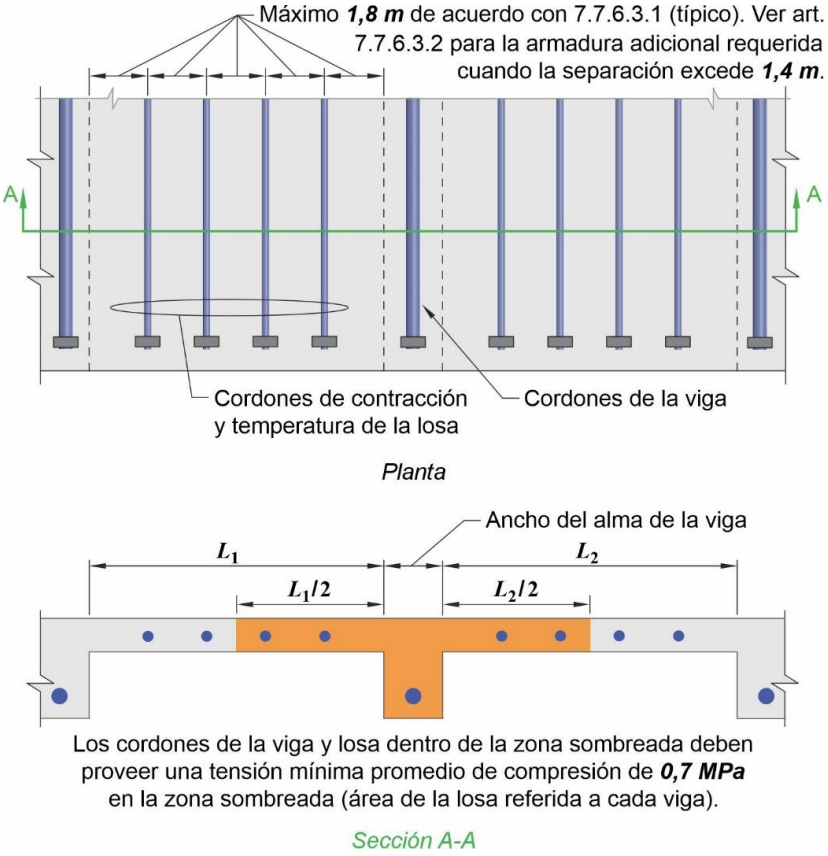


Figura C 7.6.4.2. Sección a través de vigas construidas monolíticamente con la losa

7.7. DETALLES DE LA ARMADURA

C 7.7. DETALLES DE LA ARMADURA

7.7.1. Generalidades

7.7.1.1. El recubrimiento de hormigón para la armadura debe cumplir con 20.5.1.

7.7.1.2. Las longitudes de anclaje de la armadura conformada y de la armadura pretensada deben cumplir con 25.4.

7.7.1.3. Los empalmes de la armadura conformada deben cumplir con 25.5.

7.7.1.4. Los paquetes de barras deben cumplir con 25.6.

7.7.2. Separación de la armadura

C 7.7.2. Separación de la armadura

7.7.2.1. La separación mínima ***s*** debe cumplir con 25.2.

7.7.2.2. Para losas no pretensadas y losas pretensadas Clase C, la separación de la armadura adherente más cercana a la cara en tracción no debe exceder el valor de s dado en 24.3.

7.7.2.3. Para losas no pretensadas y losas pretensadas Clases T y C con cordones no adherentes, la separación máxima s de la armadura conformada longitudinal debe ser el menor entre $3h$ y ***450 mm***.

C 7.7.2.3. En el ***CIRSOC 201-05*** se excluían los requisitos de 7.7.2.3 para hormigón pretensado. No obstante, las losas pretensadas Clases T y C con cordones no adherentes dependen solamente de la armadura conformada para control de fisuración. Como consecuencia, los requisitos de 7.7.2.3 han sido extendidos para ser aplicables en losas pretensadas Clases T y C con cordones no adherentes.

7.7.2.4. La separación máxima, s , de la armadura requerida en 7.5.2.3 debe ser el menor entre $5h$ y ***450 mm***.

C 7.7.2.4. Los límites para la separación de la armadura de losas se basan en el espesor del ala, que para alas de espesor variable puede tomarse como el espesor promedio.

7.7.3. Armadura a flexión en losas no pretensadas

C 7.7.3. Armadura a flexión en losas no pretensadas

7.7.3.1. La fuerza de tracción o compresión calculada en la armadura en cada sección de la losa debe anclarse a cada lado de dicha sección.

Los requisitos para el anclaje de la armadura en losas en una dirección son similares a los de las vigas. Ver artículo C 9.7.3 para más información.

7.7.3.2. Las secciones críticas para el anclaje de la armadura son los puntos de máximas tensiones y los puntos a lo largo del tramo donde la armadura de tracción se termina o se dobla ya que no se necesita para resistir flexión.

7.7.3.3. La armadura debe prolongarse más allá del punto en el cual ya no se necesita para resistir flexión por una distancia al menos igual al mayor entre d y $12d_b$, excepto en los apoyos de vanos simplemente apoyados y en el extremo libre de voladizos.

7.7.3.4. La armadura a tracción por flexión que continúa debe tener una longitud embebida no menor que ℓ_d más allá del punto en donde la armadura que termina o se dobla ya que no se requiere para resistir flexión.

7.7.3.5. La armadura a tracción por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se cumpla con lo requerido por (a), (b) o (c):

(a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ en el punto de terminación.

(b) Para barras de ***32 mm*** de diámetro y menores, cuando la armadura que continúa aporta el doble del área requerida por flexión en el punto de terminación y $V_u \leq (3/4)\phi V_n$.

(c) Se coloca un área de estribos que excede lo requerido para corte a lo largo de cada barra o alambre que termina en una longitud medida a partir del punto de terminación de la armadura igual a $(3/4)d$. El área en exceso de estribos debe ser al menos $0{,}41 b_w s/f_{yt}$. La separación s no debe exceder $d/(8\beta_b)$.

7.7.3.6. La armadura a tracción debe estar adecuadamente anclada cuando la tensión en la armadura no sea directamente proporcional al momento, como ocurre en losas inclinadas, con escalones o de sección variable, o donde la armadura a tracción no es paralela a la cara en compresión.

7.7.3.7. En losas cuya luz no exceda ***3 m***, se permite que la armadura electrosoldada de alambre cuyo diámetro no exceda ***6 mm***, se curve desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo hasta un punto localizado cerca de la cara inferior en el centro de la luz, siempre y cuando esta armadura sea continua sobre el apoyo o esté debidamente anclada en éste.

7.7.3.8. Terminación de la armadura

7.7.3.8.1. En apoyos simples, al menos un tercio de la armadura máxima para momento positivo se debe extender a lo largo de la cara inferior de la losa dentro del apoyo. En losas prefabricadas, esta armadura se debe extender al menos hasta el centro del largo de apoyo.

7.7.3.8.2. En otros apoyos, al menos un cuarto de la armadura para momento positivo máximo se debe extender por lo menos ***150 mm*** a lo largo de la cara inferior de la losa dentro del apoyo.

7.7.3.8.3. En apoyos simples y puntos de inflexión de momentos, el diámetro d_b de la armadura a tracción de momento positivo debe limitarse de tal manera que ℓ_d calculado para esa armadura cumpla con (a) o (b). Si la armadura termina más allá del eje central del apoyo mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente al menos a un gancho estándar, no se requiere cumplir con (a) o (b).

(a) $\ell_d \leq (1{,}3\, M_n / V_u + \ell_a)$ si el extremo de la armadura está confinado por una reacción a compresión.

(b) $\ell_d \leq (M_n / V_u + \ell_a)$ si el extremo de la armadura no está confinado por una reacción a compresión.

donde M_n se calcula suponiendo que toda la armadura en la sección está sometida a f_y, y V_u se calcula en esta sección. En un apoyo, ℓ_a es la longitud embebida más allá del centro del apoyo. En un punto de inflexión, ℓ_a es la longitud embebida más allá del punto de inflexión, limitada al mayor entre d y $12d_b$.

7.7.3.8.4. Por lo menos un tercio de la armadura para momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión por lo menos igual al

C 7.7.3.8. Terminación de la armadura

Los requisitos de terminación de la armadura en losas en una dirección son similares a los de vigas. Ver artículo C 9.7.3.8 para información adicional.

mayor de d , $12d_b$ y $\ell_n / 16$.

7.7.4. Armadura a flexión en losas pretensadas

C 7.7.4. Armadura a flexión en losas pretensadas

7.7.4.1. Los cordones externos deben estar conectados al elemento de una forma tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los cordones y el centro de gravedad del hormigón para todo el intervalo de flechas previstas para el elemento.

7.7.4.2. Si se requiere armadura no pretensada para cumplir con la resistencia a flexión, deben cumplirse los requisitos de detallado de 7.7.3.

7.7.4.3. Terminación de la armadura pretensada

7.7.4.3.1. Las zonas de anclaje para postesado deben calcularse y detallarse de acuerdo con 25.9.

7.7.4.3.2. Los anclajes y conectores de postesado deben calcularse y detallarse de acuerdo con 25.8.

7.7.4.4. Terminación de la armadura conformada en losas con cordones no adherentes

C 7.7.4.4. Terminación de la armadura conformada en losas con cordones no adherentes

La longitud de la armadura conformada requerida en 7.6.2.3 debe cumplir con (a) y (b).

(a) En zonas de momento positivo debe ser al menos $\ell_n/3$, y estar centrada en esas zonas.

(b) Por lo menos $\ell_n/6$ a cada lado de la cara del apoyo.

Los requisitos para terminación de la armadura conformada en losas en una dirección con cordones no adherentes son los mismos que para vigas. Ver artículo C 9.7.4.4 para información adicional.

7.7.5. Armadura de corte

Cuando se requiera armadura de corte, la armadura transversal debe detallarse de acuerdo con 9.7.6.2.

7.7.6. Armadura de contracción y temperatura

C 7.7.6. Armadura de contracción y temperatura

7.7.6.1. La armadura de contracción y temperatura de acuerdo con 7.6.4 debe colocarse en forma perpendicular a la armadura por flexión.

7.7.6.2. Armadura no pretensada

La separación de la armadura conformada de contracción y temperatura no debe exceder el menor de $5h$ y ***450 mm***.

7.7.6.3. Armadura pretensada

C 7.7.6.3. Armadura pretensada

7.7.6.3.1. La separación de los cordones de la losa, requeridos por 7.6.4.2, y la distancia entre la cara de la viga o tabique al cordón más cercano, no debe exceder ***1,8 m***.

7.7.6.3.2. Donde la separación entre los cordones de la losa excede ***1,4 m*** se debe colocar armadura conformada adicional de contracción y temperatura que cumpla con 24.4.3, paralela a los cordones; excepto que no se necesita cumplir con 24.4.3.4. Para calcular esta armadura adicional de contracción y temperatura, se permite tomar la sección bruta de hormigón de 24.4.3.2 como el área de la losa entre las caras de las vigas. Esta armadura de contracción y temperatura debe extenderse desde los bordes de la losa por una distancia mayor o igual a la separación entre cordones de la losa.

C 7.7.6.3.2. Una separación muy grande entre cordones produce tensiones de compresión no uniformes cerca de los bordes de la losa. La armadura adicional se coloca para poder armar el área cercana al borde de la losa que puede estar sometida a compresión de manera inadecuada. La colocación de esta armadura se ilustra en la ***Figura C 7.7.6.3.2.***

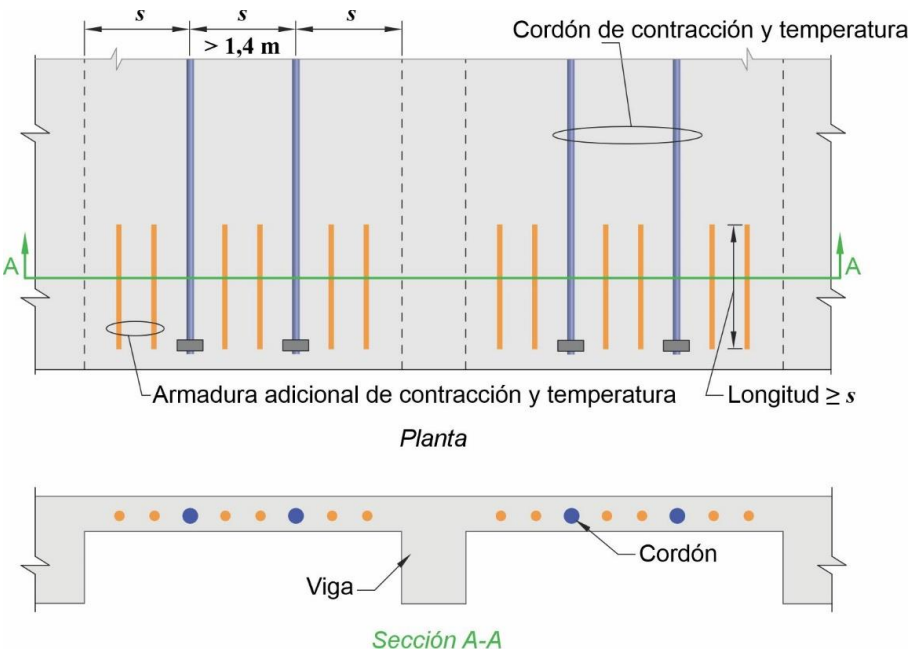


Figura C 7.7.6.3.2. Vista en planta del borde de la losa mostrando la armadura adicional de contracción y temperatura

7.7.7. Armadura de integridad estructural en losas en una dirección construidas in situ

C 7.7.7. Armadura de integridad estructural en losas en una dirección construidas in situ

7.7.7.1. Por lo menos un cuarto de la armadura positiva máxima debe ser continua como armadura longitudinal de integridad.

La armadura positiva de integridad estructural para losas en una dirección es similar al de vigas. En C 9.7.7 se comenta la armadura de integridad para vigas.

7.7.7.2. La armadura longitudinal de integridad en apoyos no continuos debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

7.7.7.3. Si hay necesidad de empalmar la armadura de integridad continua, la armadura se debe empalmar cerca de los apoyos. Los empalmes deben ser mecánicos o soldados de acuerdo con 25.5.7 o empalmes por yuxtaposición Clase B de acuerdo con 25.5.2.

CAPÍTULO 8. LOSAS EN DOS DIRECCIONES

8.1. ALCANCE

8.1.1. Los requisitos de este capítulo se deben aplicar al proyecto de sistemas de losas no pretensadas y pretensadas armadas para flexión en dos direcciones, con o sin vigas entre los apoyos, incluyendo las descritas en (a) hasta (d):

(a) Losas macizas.

(b) Losas no compuestas construidas sobre "steel decks".

(c) Losas compuestas con elementos de hormigón construidos en etapas diferentes pero conectadas de manera que todos los elementos resistan las fuerzas como una unidad.

(d) Sistemas de viguetas en dos direcciones de acuerdo con 8.8.

C 8.1. ALCANCE

Los métodos de cálculo que se presentan en este capítulo se basan en el análisis de los resultados de una serie amplia de ensayos (Burns and Hemakom, 1977; Gamble et al., 1969; Gerber and Burns, 1971; Guralnick and LaFraugh, 1963; Hatcher et al., 1965, 1969; Hawkins, 1981; Jirsa et al., 1966; PTI DC20.8; Smith and Burns, 1974; Scordelis et al., 1959; Vanderbilt et al., 1969; Xanthakis and Sozen, 1963) y en el historial, bien establecido, del comportamiento de diferentes sistemas de losas. Los principios fundamentales de proyecto aplican a todo sistema estructural plano sometido a cargas transversales. Varias de las reglas específicas de proyecto, así como los precedentes históricos, limitan los tipos de estructuras a los cuales se aplica este capítulo. Los sistemas de losas que se pueden proyectar de acuerdo con este capítulo incluyen losas planas (placas planas con ábacos), placas planas, losas con vigas armadas en dos direcciones y losas nervuradas.

Se excluyen las losas sobre el terreno que no transmiten cargas verticales provenientes de otras partes de la estructura al suelo.

Para losas con vigas, los procedimientos explícitos de cálculo descritos en este capítulo aplican sólo cuando las vigas se encuentran en los bordes del panel y cuando las vigas están apoyadas sobre columnas u otros apoyos, esencialmente rígidos verticalmente, colocados en las esquinas del panel. Las losas en dos direcciones con vigas en una dirección, en donde tanto losa y vigas están soportadas por vigas principales en la otra dirección, se pueden calcular de acuerdo con los requisitos generales de este capítulo. Dichos cálculos se deberían basar en análisis compatibles con la posición deformada de las vigas y vigas principales de apoyo.

En las losas que se apoyan sobre tabiques, los procedimientos explícitos de diseño de este capítulo consideran al tabique como una viga infinitamente rígida. Por lo tanto, cada tabique debería soportar la longitud total de un borde del panel (ver artículo 8.4.1.7). Los tabiques con una longitud menor a la longitud total del panel pueden tratarse como columnas.

8.2. GENERALIDADES

8.2.1. Un sistema de losa se puede calcular mediante cualquier procedimiento que cumpla con las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, siempre que la resistencia de cálculo en cada sección sea al menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplan todos los requisitos del comportamiento en servicio. Se permite el método de cálculo directo o el método del pórtico equivalente.

C 8.2. GENERALIDADES

C 8.2.1. Esta sección permite el cálculo de solicitaciones basado directamente en los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que se pueda demostrar de manera explícita que se satisfacen todos los criterios de resistencia y de comportamiento en servicio. El cálculo de la losa se puede lograr mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en un medio continuo linealmente elástico, soluciones numéricas basadas en elementos discretos o análisis de líneas de fluencia, incluyendo en todos los casos la evaluación de las

condiciones de tensión alrededor de los apoyos en relación con corte, torsión y flexión, así como los efectos de rigidez reducida de los elementos debida a la fisuración y la geometría de los apoyos. El cálculo de un sistema de losa implica algo más que su análisis, y cualquier variación en las dimensiones físicas de la losa con respecto a la práctica común debería ser justificada con base en el conocimiento de las cargas esperadas y en la confiabilidad de las tensiones y deformaciones calculadas para la estructura.

El método de cálculo directo y el método de pórtico equivalente están limitados en su aplicación a pórticos ortogonales sometidos solo a cargas gravitacionales.

8.2.2. Se deben considerar en el cálculo los efectos de las cargas concentradas, de las aberturas de la losa y los vacíos de la losa.

C 8.2.2. Ver artículo C 7.2.1.

8.2.3. Las losas pretensadas con una tensión efectiva promedio a compresión menor a ***0,9 MPa*** deben calcularse como losas no pretensadas.

8.2.4. Los ábacos, en losas no pretensadas, usados para reducir el espesor mínimo requerido de acuerdo con 8.3.1.1 ó la cantidad de armadura para momento negativo sobre un apoyo, de acuerdo con 8.5.2.2, deben cumplir con (a) y (b):

(a) El ábaco debe proyectarse bajo la losa al menos una cuarta parte del espesor de la losa adyacente.

(b) El ábaco debe extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo por una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida centro a centro de los apoyos en esa dirección.

C 8.2.4 y **C 8.2.5.** Las dimensiones del ábaco especificadas en 8.2.4 son necesarias cuando se utiliza para reducir la cantidad de armadura de momento negativo de acuerdo con 8.5.2.2 o para satisfacer el espesor mínimo de la losa permitido en 8.3.1.1. Si las dimensiones son menores a las especificadas en 8.2.4, se puede usar la proyección como cabezales de corte para aumentar la resistencia al corte de la losa. Para losas con cambios de espesor, es necesario verificar la resistencia al corte en varias secciones (ver artículo 22.6.4.1(b)).

8.2.5. Cuando se use un cabezal de corte para aumentar la sección crítica para corte en un nudo losa-columna, el cabezal de corte debe proyectarse hacia abajo de la superficie inferior de la losa y extenderse una distancia horizontal medida desde la cara de la columna que sea al menos igual al espesor de la proyección bajo la superficie inferior de la losa.

8.2.6. Materiales

8.2.6.1. Las propiedades de diseño para el hormigón deben seleccionarse de acuerdo con el ***Capítulo 19***.

8.2.6.2. Las propiedades de diseño para el acero de la armadura deben seleccionarse de acuerdo con el ***Capítulo 20***.

8.2.6.3. Los materiales, dimensionamiento y detallado de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.6.

8.2.7. Conexiones a otros elementos

8.2.7.1. Las conexiones viga-columna y losa-columna deben cumplir con los requisitos del ***Capítulo 15***.

C 8.2.7. Conexiones a otros elementos

La seguridad de un sistema de losa requiere que se tenga en cuenta la transmisión de la carga desde la losa a las columnas por flexión, torsión y corte.

8.3. LÍMITES DE DISEÑO

C 8.3. LÍMITES DE DISEÑO

8.3.1. Espesor mínimo de la losa

C 8.3.1. Espesor mínimo de la losa

Los espesores mínimos de losa de 8.3.1.1 y 8.3.1.2 son independientes de la carga y del módulo de elasticidad del hormigón, los cuales tienen una influencia importante en las flechas. Estos espesores mínimos no son aplicables a losas con cargas de larga duración inusualmente altas o construidas con hormigón que tenga un módulo de elasticidad significativamente menor que el de hormigón común de peso normal. En estas situaciones se deben calcular las flechas.

8.3.1.1. Para las losas no pretensadas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos los lados y que tengan una relación entre los lados no mayor de **2**, el espesor total de la losa h no debe ser menor que los valores dados en la ***Tabla 8.3.1.1*** y no debe ser menor al valor dado en (a) o (b), a menos que se cumplan los límites de flechas calculadas según 8.3.2.

(a) Losas sin ábacos como se definen en 8.2.4. ..... ***125 mm***

(b) Losas con ábacos como se definen en 8.2.4. ..... ***100 mm***

C 8.3.1.1. Los espesores mínimos dados en la ***Tabla 8.3.1.1*** corresponden a aquellos que se han desarrollado a través de los años. El uso de armadura longitudinal con f_y > **550 MPa** puede conducir a mayores flechas a largo plazo que en los casos con f_y < **550 MPa** a menos que las tensiones de servicio asociadas calculadas para secciones fisuradas sean menores que **280 MPa**. Debería realizarse un cálculo cuidadoso de las flechas.

Tabla 8.3.1.1. Espesor mínimo de losas no pretensadas en dos direcciones sin vigas interiores (mm) [1]

f_y MPa [2]	Sin ábacos [3]			Con ábacos [3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde [4]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
500	$\frac{\ell_n}{27}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$

[1] ℓ_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos (mm).

[2] Para f_y con valores intermedios a los dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

[3] Ábaco, como se define en 8.2.4.

[4] Losas con vigas entre columnas a lo largo de los bordes exteriores. Los paneles exteriores se deben considerar como sin viga de borde si α_f es menor que **0,8**.

8.3.1.2. Para losas no pretensadas con vigas entre apoyos en todos los lados, el espesor total de la losa ***h*** debe cumplir con los límites dados en la ***Tabla 8.3.1.2*** a menos que la flecha calculada cumpla con los límites dados en 8.3.2.

C 8.3.1.2. Para paneles que tengan una relación entre la luz larga y la luz corta mayor que **2**, el uso de las ecuaciones (b) y (d) de la ***Tabla 8.3.1.2***, que indican el espesor mínimo como una fracción de la luz larga, pueden conducir a resultados no razonables. Para dichos paneles deberían usarse las reglas para losas en una dirección de 7.3.1.

Tabla 8.3.1.2. Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

α_{fm} [1]	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \le 0{,}2$	Se aplica 8.3.1.1.		(a)
$0{,}2 < \alpha_{fm} \le 2{,}0$	Mayor de:	$h = \dfrac{\ell_n \left(0{,}8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0{,}2)}$	(b) [2],[3]
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2{,}0$	Mayor de:	$h = \dfrac{\ell_n \left(0{,}8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

[2] ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

8.3.1.2.1. En bordes discontinuos de losas que cumplen con 8.3.1.2, debe disponerse una viga de borde con un $\alpha_f \ge 0{,}80$, o bien se debe aumentar el espesor mínimo requerido por (b) o (d) de la ***Tabla 8.3.1.2***, por lo menos un ***10 %*** en el panel que tenga un borde discontinuo.

8.3.1.3. El espesor de una capa de terminación de hormigón puede incluirse en ***h*** siempre que se construya monolíticamente con la losa, o cuando dicha capa se proyecte para que actúe como un elemento compuesto de acuerdo con 16.4.

C 8.3.1.3. El Reglamento no especifica un espesor adicional para superficies de desgaste sometidas a condiciones poco usuales de desgaste. Se deja a discreción del profesional habilitado aumentar el espesor para condiciones poco usuales.

8.3.1.4. Si se emplean estribos de una o varias ramas como armadura de corte, la losa debe tener el espesor suficiente para satisfacer los requisitos para ***d*** dados en 22.6.7.1.

8.3.2. Límites para la flecha según cálculo

C 8.3.2. Límites para la flecha según cálculo

8.3.2.1. Las flechas inmediatas y a largo plazo deben calcularse de acuerdo con 24.2 y no deben exceder los límites establecidos en 24.2.2 para las losas en dos direcciones definidas en (a) hasta (c):

(a) Losas no pretensadas que no cumplen con 8.3.1.

(b) Losas no pretensadas sin vigas interiores entre apoyos en todos los lados y que tienen una relación entre los lados corto y lado largo mayor

C 8.3.2.1. En losas planas pretensadas continuas con dos o más vanos en cada dirección, la relación luz-espesor generalmente no debería exceder ***42*** para entrepisos y ***48*** para cubiertas. Estos límites pueden incrementarse a ***48*** y ***52***, respectivamente, cuando los cálculos indican que la flecha tanto a corto como a largo plazo, la contraflecha, así como la frecuencia natural de vibración y su amplitud, no sean objetables.

La flecha a corto y a largo plazo y la contraflecha deberían calcularse y verificarse con los requisitos de

de ***2,0***.

(c) Losas pretensadas.

8.3.2.2. Para las losas de hormigón compuestas no pretensadas que cumplan con 8.3.1.1 ó 8.3.1.2, no es necesario calcular la flecha que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto. Las flechas que ocurren antes de que el elemento se vuelva compuesto se deben investigar, a menos que el espesor antes de la acción compuesta también cumpla con 8.3.1.1 ó 8.3.1.2.

comportamiento en servicio de la estructura.

C 8.3.2.2. Si cualquier parte de un elemento compuesto es pretensado, o si el elemento se pretensa después de que se han construido los componentes, las disposiciones de 8.3.2.1 aplican y deben calcularse las flechas. Para elementos compuestos no pretensados las flechas deben calcularse y compararse con los valores exigidos por la ***Tabla 24.2.2***, sólo cuando la altura del elemento o de la parte prefabricada del elemento sea menor que la altura mínima dada en la ***Tabla 8.3.1.1***. En construcción sin apuntalar, la altura correspondiente depende de si la flecha se considera antes o después de lograr una acción compuesta afectiva.

8.3.3. Límite de la deformación específica de la armadura en losas no pretensadas

C 8.3.3. Límite de la deformación específica de la armadura en losas no pretensadas

8.3.3.1. Las losas no pretensadas deben ser controladas por tracción de acuerdo con la ***Tabla 21.2.2***.

C 8.3.3.1. Los fundamentos para el límite de la deformación unitaria de losas en dos direcciones son los mismos que para vigas. En C 9.3.3 se presenta información adicional.

8.3.4. Límites de las tensiones en losas pretensadas

8.3.4.1. Las losas pretensadas deben diseñarse como Clase U con $f_t \leq 0{,}50\sqrt{f'_c}$. Las tensiones en losas pretensadas inmediatamente después de la transferencia del pretensado y bajo las cargas de servicio no deben exceder las tensiones permitidas en 24.5.3 y 24.5.4, respectivamente.

8.4. RESISTENCIA REQUERIDA

C 8.4. RESISTENCIA REQUERIDA

8.4.1. Generalidades

C 8.4.1. Generalidades

8.4.1.1. La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de cargas definidas en el ***Capítulo 5***.

8.4.1.2. La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con los procedimientos de análisis definidos en el ***Capítulo 6***.

C 8.4.1.2. Para determinar los momentos en servicio, momentos mayorados, así como los cortes en sistemas de losas pretensadas se requiere el empleo de un análisis numérico y no de enfoques simplificados tales como el método de diseño directo. El método de análisis del pórtico equivalente es un método numérico que ha demostrado en ensayos de modelos estructurales de gran escala predecir satisfactoriamente los momentos y cortes mayorados en sistemas de losas pretensadas (Smith and Burns 1974; Burns and Hemakom 1977; Hawkins 1981; PTI DC20.8; Gerber and Burns 1971; Scordelis et al. 1959). Las investigaciones referidas también demuestran que un análisis que emplea secciones prismáticas u otras aproximaciones a la rigidez puede producir resultados erróneos e inseguros. Se permite la redistribución de momentos para losas pretensadas de acuerdo con 6.6.5. El documento PTI DC20.8 da guías para el diseño de sistemas de losas de hormigón pretensadas.

8.4.1.3. En losas pretensadas, los efectos de las reacciones inducidas por el pretensado deben tenerse en cuenta de acuerdo con 5.3.11.

8.4.1.4. En un sistema de losa apoyado sobre columnas o tabiques, las dimensiones c_1, c_2 y ℓ_n deben basarse en un área de apoyo efectiva. El área de apoyo efectiva está definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco o cabezal de corte si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta, o volumen en forma de cuña, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o cartela, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de **45°** con respecto al eje de la columna.

8.4.1.5. Una faja de columna es una faja de diseño con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a $0{,}25\ell_2$ ó $0{,}25\ell_1$, el que sea menor. Las fajas de columna deben incluir las vigas dentro de la faja, si las hay.

8.4.1.6. Una faja central es una faja de diseño limitada por dos fajas de columna.

8.4.1.7. Un panel de losa está circunscrito por los ejes de las columnas, vigas o tabiques que existan en sus bordes.

C 8.4.1.7. Un panel de losa incluye todos los elementos a flexión comprendidos entre los ejes de las columnas. Por lo tanto, la faja de columnas incluye las vigas, si las hay.

8.4.1.8. Para construcción monolítica o totalmente compuesta que soporte losas en dos direcciones, una viga incluye la parte de la losa que está situada a cada lado de la viga, por una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que ***4 veces*** el espesor de la losa.

C 8.4.1.8. Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, las vigas incluyen partes de losa como si fueran alas. En la ***Figura C 8.4.1.8*** se presentan dos ejemplos de la regla de este artículo.

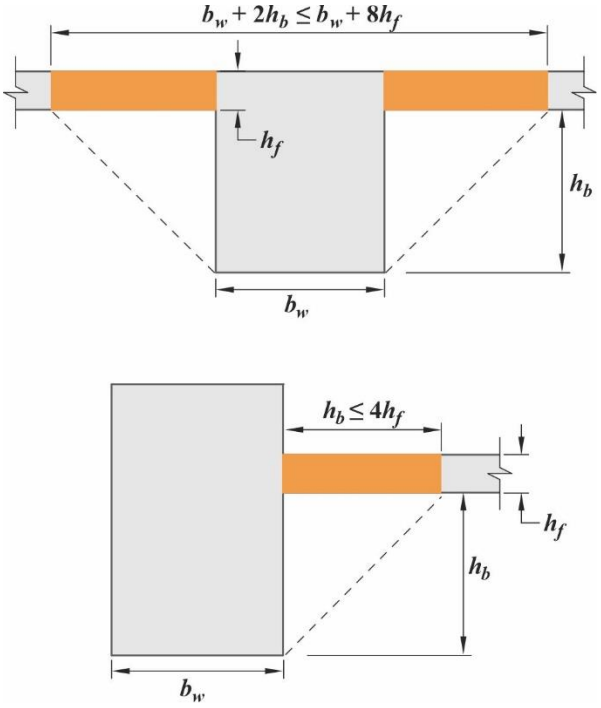


Figura C 8.4.1.8. *Ejemplos de la parte de losa que debe incluirse con la viga, según 8.4.1.8.*

8.4.1.9. Se permite combinar los resultados del análisis de cargas gravitacionales con los resultados de un análisis de cargas laterales.

8.4.2. Momento mayorado

C 8.4.2. Momento mayorado

8.4.2.1. Para losas construidas integralmente con sus apoyos, se permite calcular M_u en los apoyos en la cara del apoyo.

8.4.2.2. Momento mayorado resistido por la columna

C 8.4.2.2. Momento mayorado resistido por la columna

8.4.2.2.1. Si las cargas gravitacionales, de viento, sismo u otras causan transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción de M_{sc} , el momento mayorado de la losa resistido por la columna en un nudo, debe ser transferida por flexión, de acuerdo con 8.4.2.2.2 hasta 8.4.2.2.5.

C 8.4.2.2.1. Esta sección es principalmente referente a los sistemas de losas sin vigas.

8.4.2.2.2. La fracción del momento mayorado de la losa resistida por una columna, $\gamma_f M_{sc}$, se debe considerar transmitida por flexión y γ_f se calcula por medio de:

$$\gamma_f = \frac{1}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad (8.4.2.2.2)$$

8.4.2.2.3. El ancho efectivo de la losa b_{slab} para resistir $\gamma_f M_{sc}$ debe ser el ancho de la columna o capitel más una distancia a cada lado de acuerdo con la ***Tabla 8.4.2.2.3***.

C 8.4.2.2.3. A menos que se adopten medidas para resistir los esfuerzos torsionales y de corte, toda la armadura que resista la parte del momento que se transfiere a la columna por flexión debería colocarse dentro de líneas ubicadas a una distancia igual a una y media veces el espesor de la losa o ábaco, **1,5*h*** , a cada lado de la columna.

Tabla 8.4.2.2.3. Límites dimensionales del ancho efectivo de la losa

	Distancia a cada lado de la columna o capitel	
Sin ábaco o cabezal de corte	Menor de	**1,5*h*** de la losa
		Distancia al borde de la losa
Con ábaco o cabezal de corte	Menor de	**1,5*h*** del ábaco o cabezal de corte
		Distancia a borde del ábaco o cabezal de corte más **1,5*h*** de la losa

8.4.2.2.4. Para losas no pretensadas, donde se satisfacen las limitaciones de v_{uv} y ε_t de la ***Tabla 8.4.2.2.4***, se permite aumentar γ_f a los valores máximos modificados dados en la ***Tabla 8.4.2.2.4***, donde v_c se calcula de acuerdo con 22.6.5.

C 8.4.2.2.4. Es posible cierta flexibilidad en la distribución del M_{sc} transferido por corte y flexión, tanto en columnas exteriores como interiores. Las columnas interiores, exteriores y de esquina se refieren a conexiones losa-columna para las cuales el perímetro crítico de columnas rectangulares tiene cuatro, tres y dos lados, respectivamente.

En columnas exteriores, en el caso de M_{sc} alrededor de un eje paralelo al borde, la porción del momento transmitida por excentricidad de corte $\gamma_v M_{sc}$ puede reducirse, siempre y cuando el corte mayorado en la columna (excluyendo el

Tabla 8.4.2.2.4. Valores máximos modificados de γ_f para losas de dos direcciones no pretensadas

Localización de la columna	Dirección de la luz	v_{uv}	ε_t (dentro de b_{slab})	γ_f máximo modificado
Columna de esquina	Cualquier dirección	$\le 0{,}5\phi v_c$	$\ge \varepsilon_{ty} + 0{,}003$	1,0
Columna de borde	Perpendicular al borde	$\le 0{,}75\phi v_c$	$\ge \varepsilon_{ty} + 0{,}003$	1,0
	Paralelo al borde	$\le 0{,}4\phi v_c$	$\ge \varepsilon_{ty} + 0{,}008$	$\dfrac{1{,}25}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \le 1{,}0$
Columna interior	Cualquier dirección	$\le 0{,}4\phi v_c$	$\ge \varepsilon_{ty} + 0{,}008$	$\dfrac{1{,}25}{1+\left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \le 1{,}0$

8.4.2.2.5. La armadura sobre la columna debe concentrarse utilizando una separación menor o por medio de armadura adicional para resistir el momento en el ancho efectivo de la losa definido en 8.4.2.2.2 y 8.4.2.2.3.

8.4.2.2.6. La fracción de M_{sc} que no se resiste por flexión debe suponerse que se transmite por

corte producido por la transferencia de momento) no exceda el ***75 %*** de la resistencia al corte ϕv_c , como se define en 22.6.5.1, para columnas de borde o ***50 %*** para columnas de esquina. Los ensayos (Moehle 1988; ACI 352.1R) indican que no hay una interacción significativa entre el corte y M_{sc} en las columnas exteriores en estos casos. Es evidente que a medida que $\gamma_v M_{sc}$ decrece, $\gamma_f M_{sc}$ aumenta.

En las columnas interiores es posible cierta flexibilidad en la distribución entre corte y flexión de M_{sc} **,** pero con limitaciones más severas que en el caso de columnas exteriores. Para columnas interiores, se permite que M_{sc} transmitido por flexión se incremente hasta en un ***25 %***, siempre y cuando el corte mayorado (excluyendo el corte producido por el momento transferido) en la columna interior no exceda ***40 %*** de la resistencia al corte ϕv_c , como se define en 22.6.5.1.

Cuando el corte mayorado para una conexión losa-columna es grande, el nudo losa-columna no siempre puede anclar toda la armadura colocada en el ancho efectivo. Las modificaciones para conexiones losa-columna interiores, especificadas en este requisito se permiten sólo cuando la armadura requerida para desarrollar $\gamma_f M_{sc}$ dentro del ancho efectivo tiene una deformación específica neta en tracción ε_t no menor de ε_{ty} **+ 0,008** donde el valor de ε_{ty} se determina en 21.2.2. El uso de la ecuación (8.4.2.2.2), sin las modificaciones permitidas en este requisito es indicativo generalmente de condiciones de sobretensión en el nudo. Este requisito pretende mejorar el comportamiento dúctil del nudo losa-columna. Cuando se produce una inversión de momento en las caras opuestas de una columna interior, tanto la armadura superior como la inferior deberían concentrarse dentro del ancho efectivo. Se ha observado que una relación entre la armadura superior y la inferior de aproximadamente **2** es adecuada.

Antes del Reglamento, los límites de la deformación específica de ε_t dados en la ***Tabla 8.4.2.2.4*** eran constantes con valores de **0,004** y **0,010**. A partir del Reglamento, para tener en cuenta armadura no tesa con resistencia a la fluencia mayores, estos límites fueron substituidos por las expresiones ε_{ty} **+ 0,003** y ε_{ty} **+ 0,008**, respectivamente. La primera expresión es la misma que se usaba para el límite en ε_t para la clasificación de elementos controlados por tracción en la ***Tabla 21.2.2***; esta expresión se describe adicionalmente en el Comentario C 21.2.2. La segunda expresión presenta un límite para ε_t con resistencia a la fluencia de **420 MPa** que es aproximadamente el mismo valor de la antigua constante **0,010**.

excentricidad de corte, de acuerdo con 8.4.4.2.

8.4.3. Corte mayorado en una dirección

8.4.3.1. Para losas construidas integralmente con los apoyos, se permite que V_u en el apoyo se calcule en la cara del apoyo.

8.4.3.2. Las secciones localizadas entre la cara del apoyo y una sección crítica ubicadas a una distancia d medida desde la cara del apoyo para losas no pretensadas y a una distancia $h/2$ medida desde la cara del apoyo en losas pretensadas, pueden diseñarse para el V_u en la sección crítica siempre que se cumplan las condiciones (a) hasta (c):

(a) La reacción en el apoyo en dirección del corte aplicado introduce compresión en las zonas del extremo de la losa.

(b) Las cargas son aplicadas en o cerca de la cara superior de la losa.

(c) No hay carga concentrada alguna aplicada entre la cara del apoyo y la sección crítica.

8.4.4. Corte mayorado en dos direcciones

C 8.4.4. Corte mayorado en dos direcciones

Las tensiones de corte calculadas en la losa alrededor de la columna deben cumplir con los requisitos de 22.6.

8.4.4.1. Sección crítica

8.4.4.1.1. Las losas deben ser evaluadas al corte en dos direcciones en la proximidad de columnas, de cargas concentradas y de zonas de reacción en las secciones críticas de acuerdo con 22.6.4.

8.4.4.1.2. Las losas armadas al corte con estribos o pernos con cabeza se deben evaluar al corte en dos direcciones en las secciones críticas de acuerdo con 22.6.4.2.

8.4.4.2. Tensión de corte mayorada en dos direcciones debida al corte y momento mayorados de la losa resistidos por la columna

C 8.4.4.2. Tensión de corte mayorada en dos direcciones debida al corte y momento mayorados de la losa resistidos por la columna

8.4.4.2.1. Para corte en dos direcciones con momento mayorado de la losa resistido por la columna, la tensión de corte mayorada v_u se debe calcular en las secciones críticas definidas en 8.4.4.1. La tensión de corte mayorada v_u corresponde a una combinación de v_{uv} y de la tensión de corte producida por $\gamma_v M_{sc}$, donde γ_v se define en 8.4.4.2.2 y M_{sc} se define en 8.4.2.2.1.

8.4.4.2.2. La fracción de M_{sc} transferida por excentricidad de corte, $\gamma_v M_{sc}$, debe aplicarse en el centro de gravedad de la sección crítica definida en 8.4.4.1, y:

C 8.4.4.2.2. Hanson and Hanson (1968) encontraron que cuando el momento se transfiere entre la columna y la losa, el ***60 %*** del momento debería considerarse transmitido por flexión a través del perímetro de la sección crítica definida en 22.6.4.1, y el ***40 %*** por excentricidad del corte respecto al centro de gravedad de la sección crítica. Para columnas

$\gamma_v = 1 - \gamma_f$ (8.4.4.2.2)

rectangulares, la porción del momento transferido por flexión aumenta a medida que el ancho de la cara de la sección crítica que resiste el momento aumenta, como se indica en la ecuación (8.4.2.2.2).

La mayoría de los datos utilizados por Hanson and Hanson (1968) se obtuvieron de ensayos hechos con columnas cuadradas. Se dispone de poca información para columnas redondas. No obstante, éstas pueden ser aproximadas como columnas cuadradas que tienen la misma área de sección transversal.

8.4.4.2.3. La tensión de corte mayorada resultante de $\gamma_v M_{sc}$ debe suponerse que varía linealmente alrededor del centro de gravedad de la sección crítica definida en 8.4.4.1.

C 8.4.4.2.3. La distribución de tensiones se supone tal como se ilustra en la ***Figura C 8.4.4.2.3*** para una columna interior o exterior.

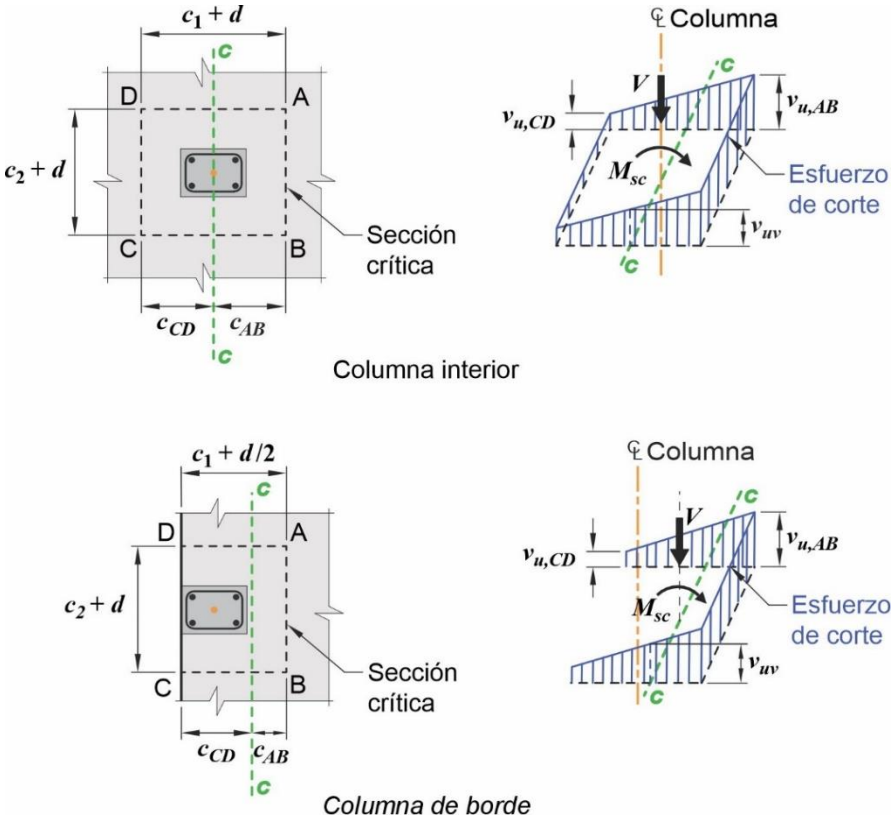


Figura C 8.4.4.2.3. *Distribución supuesta de las tensiones de corte.*

El perímetro de la sección crítica, ***ABCD***, se determina de acuerdo con 22.6.4.1. La tensión de corte mayorada v_{uv} y el momento mayorado de la losa resistido por la columna M_{sc} se determinan en el eje baricéntrico ***c-c*** de la sección crítica. La tensión de corte máxima mayorada puede calcularse a partir de:

$$v_{u,AB} = v_{uv} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

o

$$v_{u,CD} = v_{uv} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

donde γ_v está dado por la ecuación (8.4.4.2.2).

Para una columna interior, J_c puede calcularse por medio de:

J_c = propiedad de la sección crítica supuesta, análoga al momento polar de inercia

$$= \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2}$$

Se pueden desarrollar ecuaciones similares a J_c para columnas localizadas en el borde o la esquina de una losa.

De acuerdo con 8.4.2.2, la fracción de M_{sc} no transferida por excentricidad de corte debe transferirse por flexión. Un método conservador asigna la fracción transmitida por flexión al ancho efectivo de losa definido en 8.4.2.2.3. En muchas ocasiones se concentra la armadura de la faja de columna cercana a la columna, para resistir M_{sc} . Los datos disponibles de ensayos (Hanson and Hanson, 1968) parecen indicar que esta práctica no aumenta la resistencia al corte, pero puede ser útil para aumentar la rigidez del nudo losa-columna.

Datos de ensayos (Hawkins, 1981) indican que la resistencia para transferencia de momento de una conexión losa-columna pretensada puede calcularse utilizando los procedimientos de 8.4.2.2 y 8.4.4.2.

Donde se ha utilizado armadura de corte, la sección crítica más allá de la armadura de corte en general tiene una forma poligonal (***Figura C 8.7.6(d) y (e)***). Recomendamos la lectura del ACI 421.1R donde se hayan las ecuaciones para calcular la tensión de corte en ese tipo de secciones.

8.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

C 8.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

8.5.1. Generalidades

C 8.5.1. Generalidades

8.5.1.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de cálculo debe cumplir $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) hasta (d). Debe tenerse en cuenta la interacción entre efectos de carga.

(a) $\phi M_n \geq M_u$ en todas las secciones del vano en cada dirección.

(b) $\phi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$ dentro de b_{slab} tal como se define en 8.4.2.2.3.

(c) $\phi V_n \geq V_u$ para corte de una dirección en todas las secciones del vano en cada dirección.

(d) $\phi v_n \geq v_u$ para corte de dos direcciones en las secciones críticas definidas en 8.4.4.1.

C 8.5.1.1. Ver artículo C 9.5.1.1.

8.5.1.2. El valor de ϕ debe estar de acuerdo con 21.2.

8.5.2. Momento

8.5.2.1. M_n se debe calcular de acuerdo con 22.3.

8.5.2.2. Al calcular M_n en losas no pretensadas con ábacos, el espesor del ábaco bajo la losa no debe adoptarse para el cálculo mayor a un cuarto de la distancia medida desde el borde del ábaco a la cara de la columna o capitel.

8.5.2.3. Al calcular M_n en losas pretensadas, los cordones externos deben considerarse como cordones no adherentes a menos que los cordones externos tengan adherencia efectiva a la losa en toda su longitud.

8.5.3. Corte

8.5.3.1. La resistencia de cálculo al corte de losas en la cercanía de columnas, de cargas concentradas o zonas de reacción está regida por la más severa de las condiciones de 8.5.3.1.1 y 8.5.3.1.2.

8.5.3.1.1. Para corte de una dirección, en donde cada una de las secciones críticas que deben investigarse se extienden en un plano a través del ancho total de la losa, V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

8.5.3.1.2. Para corte en dos direcciones, v_n debe calcularse de acuerdo con 22.6.

8.5.3.2. Para losas compuestas de hormigón, la resistencia al corte horizontal, V_{nh} debe calcularse de acuerdo con 16.4.

8.5.4. Aberturas en los sistemas de losas

8.5.4.1. Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que se cumplen todos los requisitos de resistencia y condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las flechas.

8.5.4.2. Como alternativa a 8.5.4.1, en los sistemas de losas sin vigas se permite dejar aberturas de acuerdo con (a) hasta (d):

(a) Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común a dos fajas centrales que se intersecten, siempre que se mantenga como mínimo la cantidad total de armadura requerida para la losa sin aberturas.

(b) Donde dos fajas de columna se intersecten esta área no debe perforarse con aberturas de más

C 8.5.3. Corte

C 8.5.3.1. Es necesario diferenciar entre una losa larga y angosta que actúa como una viga, y una losa que actúa en dos direcciones en la cual la falla puede ocurrir por punzonamiento en una superficie de cono truncado o pirámide alrededor de una carga concentrada o zona de reacción.

de un octavo del ancho de la faja de columna de cualquiera de los dos vanos. En los lados de la abertura, debe añadirse una cantidad de armadura equivalente a la interrumpida por la abertura.

(c) En la zona común a una faja de columna y una faja central no más de un cuarto de la armadura en cada faja puede interrumpirse por aberturas. Una cantidad de armadura equivalente a la interrumpida por la abertura debe añadirse a los lados de ésta.

(d) Cuando las aberturas están situadas una distancia menor a $4h$ de la periferia de una columna, de una carga concentrada o zona de reacción, se debe cumplir con 22.6.4.3.

8.6. LÍMITES DE ARMADURA

C 8.6. LÍMITES DE ARMADURA

8.6.1. Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas

C 8.6.1. Armadura mínima a flexión en losas no pretensadas

8.6.1.1. Se debe colocar un área mínima de armadura a flexión, $A_{s,min}$ de $0{,}0018A_g$, o como se define en 8.6.1.2, cerca de la cara en tracción de la losa en la dirección de la luz bajo consideración.

C 8.6.1.1. El área requerida de armadura conformada o malla electrosoldada usada como armadura mínima a flexión es la misma para contracción y temperatura de 24.4.3.2. Aún cuando se permite distribuir la armadura de contracción y temperatura entre las dos caras de la losa según se considere adecuado para las condiciones específicas, la armadura mínima a flexión se debería colocar lo más cerca posible de la cara de hormigón en tracción debida a las cargas aplicadas.

La ***Figura C 8.6.1.1*** ilustra la disposición de la armadura mínima requerida cerca de la cara superior de una losa en dos direcciones sometida a carga gravitacional uniformemente distribuida. Los puntos de terminación de las barras están basados en los requisitos mostrados en la ***Figura 8.7.4.1.3***.

Para mejorar el control de fisuración y para intersectar las fisuras de corte por punzonamiento con armadura a tracción, el Proyectista Estructural debería considerar especificar armadura continua en cada dirección cerca a ambas caras en losas gruesas en dos direcciones tales como losas de transferencia, losas de podios y plateas de fundación. Ver también el artículo C 8.7.4.1.3.

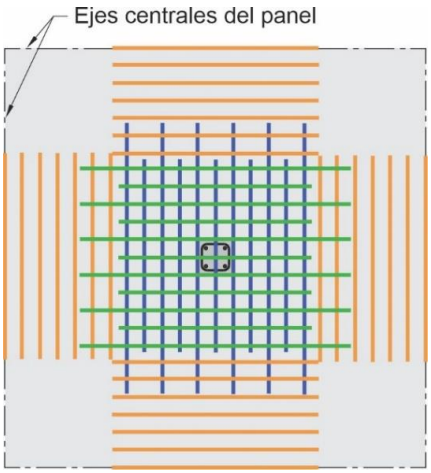


Figura C 8.6.1.1. *Disposición de la armadura mínima cerca de la superficie superior de una losa en dos direcciones*

8.6.1.2. Si $v_{uv} > \phi 0{,}17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica para corte en dos direcciones alrededor de una columna, carga concentrada, o área de reacción, el $A_{s,min}$ que se coloque en el ancho b_{slab} debe cumplir con la ecuación (8.6.1.2).

$$A_{s,min} = \frac{5 v_{uv} b_{slab} b_o}{\phi \alpha_s f_y} \qquad (8.6.1.2)$$

Donde b_{slab} es el ancho especificado en 8.4.2.3.3, α_s está dado en 22.6.5.3, ϕ es el valor para corte y λ_s está dado en 22.5.5.1.3.

C 8.6.1.2. Ensayos de conexiones interiores losa-columna con o sin armadura de corte (Peiris and Ghali, 2012, Hawkins and Ospina, 2017, Widianto et al., 2009, Muttoni, 2008, and Dam et al., 2017) han demostrado que la fluencia de la armadura de tracción a flexión de la losa en la vecindad de la columna o área cargada lleva a un aumento de las rotaciones locales y a que se abra cualquier fisura inclinada existente dentro de la losa. En esos casos, el deslizamiento a lo largo de la fisura inclinada puede llevar a una falla por punzonamiento iniciada por flexión para un esfuerzo de corte menor que la resistencia que se calcula para al corte en dos direcciones con las ecuaciones de la ***Tabla 22.6.5.2*** (para losas sin armadura de corte) y menor que la resistencia calculada de acuerdo con 22.6.6.3 (para losas con armadura de corte).

Ensayos de losas con armadura de flexión menor que $A_{s,min}$ han demostrado que la armadura de corte no incrementa la resistencia al corte por punzonamiento. No obstante, la armadura de corte puede aumentar la capacidad de rotación plástica antes de que ocurra la falla por punzonamiento inducida por flexión (Peiris and Ghali 2012).

La fisuración inclinada se desarrolla dentro del espesor de la losa para una tensión de corte de aproximadamente $0{,}17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$. Para tensiones de corte mayores, la posibilidad de una falla por punzonamiento en la losa inducida por flexión aumenta si $A_{s,min}$ no se cumple. $A_{s,min}$ se desarrolló para una columna interior, de tal manera que el esfuerzo de corte mayorado en la sección crítica para corte iguala al esfuerzo de corte asociado con la fluencia local en las caras de la columna.

Para derivar la ecuación (8.6.1.2) el esfuerzo de corte asociado con la fluencia local se tomó como $8A_{s,min}f_y d / b_{slab}$ para una conexión de columna interior (Hawkins and Ospina, 2017) y se generalizó como $(\alpha_s/5)A_{s,min}f_y d / b_{slab}$ para tener en cuenta las condiciones de borde y esquina. Hay necesidad de colocar $A_{s,min}$ también en la periferia de ábacos y cabezales de corte.

En C 22.5.5.1 y C 22.6.5.2 se encuentran comentarios sobre el factor de efecto de tamaño.

8.6.2. Armadura mínima a flexión en losas pretensadas

C 8.6.2. Armadura mínima a flexión en losas pretensadas

8.6.2.1. Para losas pretensadas, la fuerza de pretensado efectiva $A_{ps}f_{se}$ debe proveer una tensión de compresión promedio mínima de **0,9 MPa** sobre la sección de losa tributaria al cordón o grupo de cordones. Para losas con sección transversal variable a lo largo del vano de la losa ya sea en la dirección paralela o en la perpendicular al cordón o grupo de cordones, se requiere un pretensado promedio mínimo efectivo de **0,9 MPa** en cada sección transversal de losa tributaria al cordón o grupo de cordones a lo largo del vano.

C 8.6.2.1. El pretensado promedio mínimo efectivo de **0,9 MPa** fue utilizado en ensayos sobre paneles en dos direcciones a comienzos de la década de 1970 para prevenir fallas al corte por punzonamiento en losas poco armadas. Por esta razón, el pretensado mínimo efectivo se requiere en toda sección transversal.

Si el espesor de la losa varía a lo largo del vano de una losa o perpendicularmente a él, produciendo una sección transversal variable, se requiere cumplir con el pretensado mínimo efectivo de **0,9 MPa** y la separación máxima de los cordones en toda sección transversal correspondiente al cordón o grupo de cordones a lo largo del vano, considerando las secciones más gruesas o más delgadas de la losa. Debe tenerse en cuenta que esto puede llevar a un f_{pc} mayor que el mínimo en las secciones transversales más delgadas o cuando se usan cordones con separaciones menores que el máximo en secciones más gruesas a lo largo de un vano con sección variable, debido a los aspectos prácticos de la colocación de los cordones en obra.

8.6.2.2. Para losas con armadura de pretensado adherente, la cantidad total de A_s y A_{ps} debe ser la adecuada para desarrollar una carga mayorada de al menos ***1,2 veces*** la carga de fisuración, calculada con base en f_r definido en 19.2.3.

C 8.6.2.2. Este requisito constituye una precaución frente a fallas abruptas a flexión inmediatamente después de la fisuración. Un elemento a flexión, diseñado de acuerdo con los requisitos del Reglamento, requiere una carga adicional considerable más allá de la de fisuración para alcanzar su resistencia a flexión. Por esta razón, una flecha considerable advierte que el elemento se está aproximando a su límite de resistencia. Si la resistencia a la flexión se alcanzara poco después de la fisuración, esta flecha de advertencia podría no ocurrir. La transferencia de fuerza entre el hormigón y la armadura de pretensado, y una falla abrupta a flexión inmediatamente después de la fisuración, no ocurren cuando la armadura de pretensado no tenga adherencia (Para más información referirse al ACI 423.3R); por lo tanto, este requisito no aplica a elementos con cordones no adherentes.

8.6.2.2.1. En losas con resistencia de cálculo a flexión y corte de al menos el doble de la resistencia requerida se permite omitir el cumplimiento de 8.6.2.2.

8.6.2.3. En losas pretensadas, se debe colocar un área mínima de armadura longitudinal conformada adherente, $A_{s,min}$ en la zona de tracción precomprimida en la dirección de la luz bajo consideración de acuerdo con la ***Tabla 8.6.2.3***.

C 8.6.2.3. El Reglamento requiere que se coloque alguna armadura adherente en losas pretensadas con el fin de limitar el ancho y separación de las fisuras para cargas de servicio cuando las tensiones de tracción exceden el módulo de ruptura y, para losas con cordones no adherentes, para garantizar un comportamiento a flexión para resistencia nominal y no un comportamiento como arco atirantado. La colocación de una armadura mínima adherente, tal como se especifica en este requisito, ayuda a garantizar un comportamiento adecuado.

Tabla 8.6.2.3. Área mínima de armadura longitudinal conformada adherente, $A_{s,min}$, en losas en dos direcciones con cordones adherentes y no adherentes

Zona	f_t calculado después de considerar todas las pérdidas, MPa	$A_{s,min}$ mm²	
Momento positivo	$f_t \le 0{,}17\sqrt{f'_c}$	No se requiere	(a)
	$0{,}17\sqrt{f'_c} \le f_t \le 0{,}5\sqrt{f'_c}$	$\frac{N_c}{0{,}5 f_y}$	(b) [1], [2]
Momento negativo en la columna	$f_t \le 0{,}5\sqrt{f'_c}$	$0{,}00075 A_{cf}$	(c) [2]

[1] El valor de f_y no debe exceder **420 MPa**.

[2] Para losas con cordones adherentes, se puede reducir $A_{s,min}$ en una cantidad igual al área de armadura de pretensado adherente localizada dentro del área utilizada para calcular N_c para momento positivo, o dentro del ancho de losa definido en 8.7.5.3(a) para momento negativo.

La cantidad mínima de armadura adherentes para losas planas en dos direcciones está basada en los informes del Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958) y ACI 423.3R. Las investigaciones limitadas disponibles para losas planas en dos direcciones con ábacos (Odello and Mehta 1967) indican que el comportamiento de estos sistemas en particular es semejante al comportamiento de placas planas.

Para cargas y luces usuales, los ensayos de placas planas resumidos en Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958) y la experiencia acumulada desde que se adoptó el Reglamento de 1963, indican un comportamiento satisfactorio en zonas de momentos positivo sin armadura adherente donde $f_t \le 0{,}17\sqrt{f'_c}$. En zonas de momento positivo, donde $0{,}17\sqrt{f'_c} \le f_t \le 0{,}5\sqrt{f'_c}$, se requiere un área mínima de armadura adherente capaz de resistir N_c de acuerdo con la ecuación (8.6.2.3(b)). La fuerza de tracción N_c se calcula al nivel de cargas de servicio con base en una sección homogénea no fisurada.

Las investigaciones sobre losas planas en dos direcciones, postesadas con cordones no adherentes (Joint ACI-ASCE Committee 423 1958, 1974; ACI 423.3R; Odello and Mehta 1967) muestran que la armadura adherente en las regiones de momento negativo, diseñada con base en una cuantía de ***0,075 %*** calculada sobre la sección transversal de la faja losa-viga, aporta suficiente ductilidad y reduce la separación y ancho de fisuras. La misma área de armadura adherente se requiere en losas tanto con cordones adherentes como no adherentes. El área mínima de armadura adherente requerida por la ecuación (8.6.2.3(c)) corresponde a un área mínima independiente de la resistencia a la fluencia de diseño. Para tener en cuenta vanos tributarios adyacentes diferentes, la ecuación se incluye con base en fajas losa-viga como se definen en 2.3. Para paneles de losa rectangulares, esta ecuación es conservadora por estar basada en la mayor sección transversal de dos fajas losa-viga que se intersectan en la columna. Esto asegura que la cuantía mínima de acero recomendada por las investigaciones se coloque en las dos direcciones. Es importante la concentración de esta armadura en la parte superior de la losa, directamente sobre la columna e inmediatamente adyacente a ella. Las investigaciones demuestran de igual manera, que donde se presentan tensiones bajas de tracción al nivel de cargas de servicio, se logra también, un comportamiento satisfactorio al nivel de cargas mayoradas sin armadura adherente. Sin embargo, el Reglamento requiere una cantidad mínima de armadura adherente independientemente de los niveles de tensión para las cargas de servicio con el fin de ayudar a mejorar la continuidad y ductilidad en flexión, y para limitar el ancho de las fisuras y su separación debido a sobrecargas, variación de temperatura o contracción. Investigaciones sobre conexiones entre placas planas postesadas y columnas se presentan en Smith and Burns (1974), Burns and Hemakom (1977), Hawkins (1981), PTI TAB.1, and Foutch et al. (1990).

8.7. DETALLADO DE LA ARMADURA

C 8.7. DETALLADO DE LA ARMADURA

8.7.1. Generalidades

8.7.1.1. El recubrimiento de hormigón de la armadura debe cumplir con 20.5.1.

8.7.1.2. Las longitudes de anclaje de la armadura conformada y pretensada deben cumplir con 25.4.

8.7.1.3. Las longitudes de empalme de la armadura conformada deben cumplir 25.5.

8.7.1.4. Los paquetes de barras se deben detallar de acuerdo con 25.6.

8.7.2. Separación de la armadura para flexión

C 8.7.2. Separación de la armadura para flexión

8.7.2.1. La separación mínima s debe cumplir con 25.2.

8.7.2.2. Para losas macizas no pretensadas, la separación máxima s de la armadura longitudinal conformada debe ser el menor de entre $2h$ y ***450 mm*** en las secciones críticas, y el menor entre $3h$ y ***450 mm*** en las otras secciones.

C 8.7.2.2. El requisito de que la separación medida centro a centro de la armadura no sea mayor que ***dos veces*** el espesor de la losa, $2h$, se aplica únicamente a la armadura de losas macizas, y no a viguetas o losas nervadas o reticulares. Esta limitación pretende asegurar la acción de losa, reducir la fisuración y tener en cuenta la posible existencia de cargas concentradas en áreas pequeñas de la losa. Ver también el artículo C 24.3.

8.7.2.3. Para losas pretensadas con cargas uniformemente distribuidas, la separación máxima s de los cordones o grupos de cordones en al menos una dirección debe ser el menor de entre $8h$ y ***1,5 m***.

C 8.7.2.3. Este artículo aporta una guía específica respecto a la distribución de cordones, la cual permite el empleo de una distribución en banda de los cordones en una dirección. Mediante investigaciones estructurales (Burns and Hemakom, 1977) se ha demostrado que este método de distribución de cordones tiene comportamiento satisfactorio.

8.7.2.4. Se deben considerar las cargas concentradas y las aberturas en las losas al determinar la separación de los cordones.

8.7.3. Restricciones en las esquinas de las losas

C 8.7.3. Restricciones en las esquinas de las losas

8.7.3.1. En las esquinas exteriores de las losas apoyadas sobre tabiques en el borde o donde una o más vigas de borde tengan un valor de α_f mayor de ***1,0***, debe colocarse armadura, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa para resistir un M_u por unidad de ancho igual al momento positivo máximo M_u por unidad de ancho del panel de la losa.

C 8.7.3.1. Las esquinas no restringidas de losas de dos direcciones tienden a levantarse al ser cargadas. Si esta tendencia a levantarse es restringida por tabiques o vigas de borde, se producen momentos de flexión en la losa. Esta sección requiere la colocación de una armadura para resistir estos momentos y controlar la fisuración. Para satisfacer estos requisitos, se puede usar la armadura de flexión en las direcciones principales. Ver ***Figura C 8.7.3.1***.

8.7.3.1.1. Debe suponerse que el momento mayorado debido a los efectos de esquina, M_u , actúa alrededor de un eje perpendicular a la diagonal que parte de la esquina en la parte superior, y alrededor de un eje paralelo a la diagonal que parte de la esquina en la parte inferior de la losa.

8.7.3.1.2. La armadura debe colocarse a partir de la esquina por una distancia en cada dirección igual a un quinto de la longitud de la luz más grande.

8.7.3.1.3. La armadura debe colocarse paralelamente a la diagonal en la parte superior de la losa, y perpendicularmente a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, la armadura debe colocarse en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.

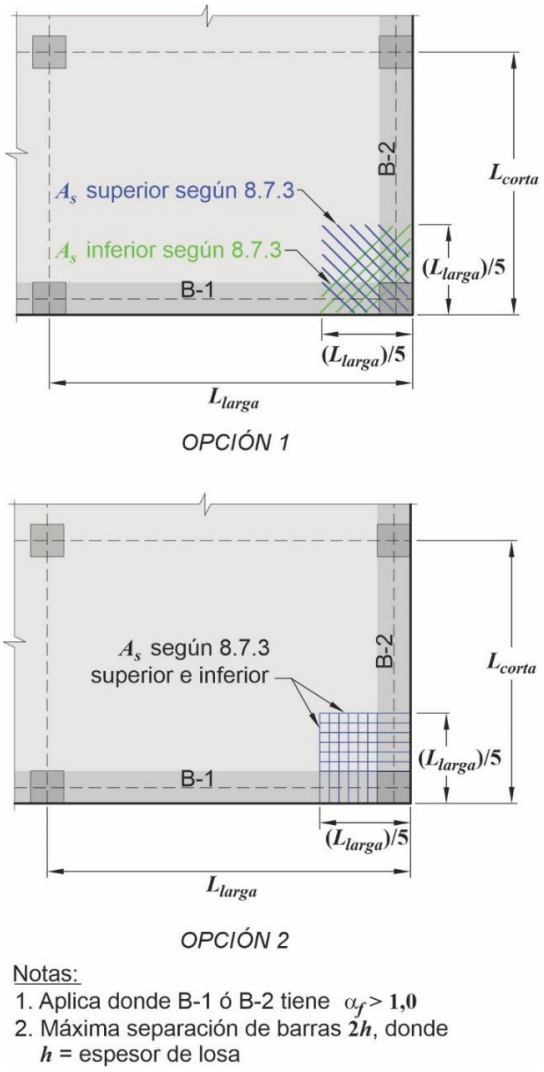


Figura C 8.7.3.1. *Armadura de esquina en la losa*

8.7.4. Armadura para flexión en losas no pretensadas

C 8.7.4. Armadura para flexión en losas no pretensadas

8.7.4.1. Terminación de la armadura

C 8.7.4.1. Terminación de la armadura

8.7.4.1.1. Donde la losa esté apoyada sobre vigas dintel, columnas o tabiques perimetrales, el anclaje de la armadura perpendicular al borde discontinuo debe cumplir con (a) y (b):

(a) La armadura para momento positivo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos ***150 mm*** en las vigas dintel, columnas o tabiques perimetrales.

(b) La armadura para momento negativo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas dintel, tabiques perimetrales o columnas, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo.

8.7.4.1.2. Cuando la losa no esté apoyada en una viga dintel o tabique en un borde discontinuo, o cuando la losa se prolongue en voladizo más allá del

C 8.7.4.1.1 y C 8.7.4.1.2. Los momentos de flexión de las losas en la unión con las vigas dintel pueden variar significativamente. Si las vigas dintel se construyen monolíticamente con tabiques, la losa está prácticamente empotrada. Si no existe un tabique construido monolíticamente, la losa tiende a estar simplemente apoyada, dependiendo de la rigidez a torsión de la viga dintel o del borde de la losa. Estos requisitos previenen condiciones desconocidas que pueden ocurrir normalmente en una estructura.

apoyo, se permite el anclaje de la armadura dentro de la losa.

8.7.4.1.3. Para losas sin vigas, las extensiones de la armadura deben cumplir con (a) hasta (c):

(a) Las longitudes de la armadura deben tener las extensiones mínimas prescritas en la ***Figura 8.7.4.1.3***, y si la losa actúa como elemento principal para resistir las fuerzas laterales, las longitudes de la armadura deben ser al menos aquellas requeridas por el análisis.

(b) Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación de la armadura para momento negativo más allá de la cara de apoyo, como se prescribe en la ***Figura 8.7.4.1.3***, debe basarse en la luz mayor.

(c) Se permiten barras dobladas únicamente cuando la relación entre la altura y la luz permita el uso de dobleces de ***45°*** o menos.

C 8.7.4.1.3. Las longitudes y extensiones mínimas de la armadura expresadas como una fracción de la luz libre en la ***Figura 8.7.4.1.3*** se desarrollaron para losas de dimensiones normales que resisten cargas gravitacionales. Estas longitudes y extensiones mínimas pueden ser insuficientes para interceptar fisuras potenciales de corte por punzonamiento en losas en dos direcciones gruesas como pueden ser las losas de transferencia, losas de podios, y plateas de fundación. Por esta razón, el Reglamento requiere extensiones de por lo menos la mitad de las barras superiores de la faja de columna de por lo menos 5***d***. Para losas con ábacos, ***d*** es el espesor efectivo dentro del ábaco. En estas losas gruesas en dos direcciones es deseable colocar armadura continua en cada dirección cerca de ambas caras para mejorar la integridad estructural, el control de la fisuración y reducir las flechas por fluencia lenta.

Tal como se ilustra en la ***Figura C 8.7.4.1.3***, las fisuras de corte por punzonamiento que pueden desarrollarse con ángulos tan bajos como aproximadamente ***20°***, pueden no ser interceptadas por la armadura a tracción, en losas gruesas si esta armadura no se extiende al menos 5***d*** más allá de la cara del apoyo. El requisito de la extensión de 5***d*** gobierna cuando ℓ_n / h es menor de aproximadamente **15**. Para los momentos resultantes de la combinación de cargas laterales y gravitacionales, estas longitudes y extensiones mínimas pueden resultar insuficientes.

Rara vez se usan barras dobladas porque son difíciles de colocar apropiadamente. Se permiten, sin embargo, barras dobladas si cumplen con 8.7.4.1.3(c).

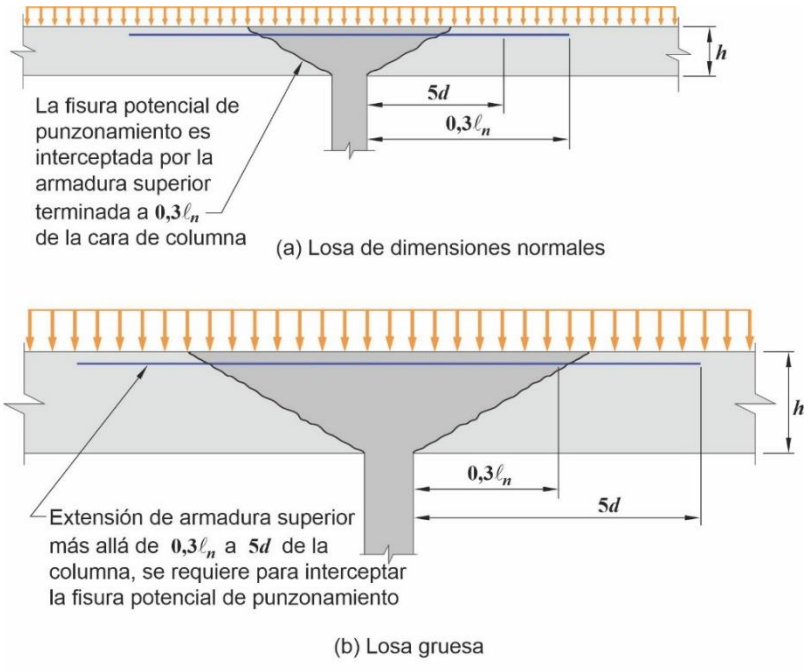


Figura C 8.7.4.1.3. *Fisuras de corte por punzonamiento en losas normales y gruesas*

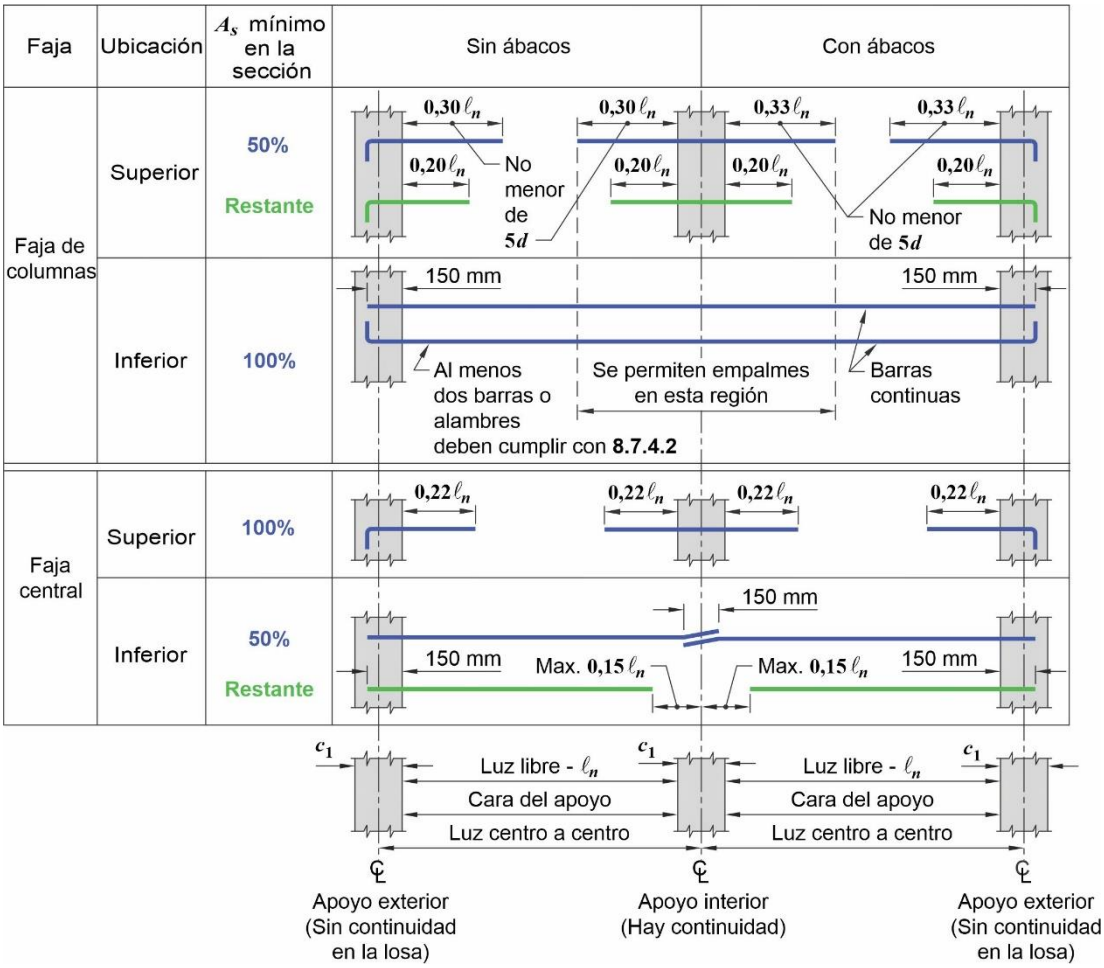


Figura 8.7.4.1.3. *Extensiones mínimas de la armadura conformada en losas en dos direcciones sin vigas*

8.7.4.2. Integridad estructural

8.7.4.2.1. Todas las barras conformadas o mallas inferiores dentro de la faja de columna, en cada dirección, deben ser continuos o estar empalmados con empalmes mecánicos o soldados de acuerdo con 25.5.7 o empalmes a tracción Clase B de acuerdo con 25.5.2. Los empalmes deben ubicarse como lo muestra la ***Figura 8.7.4.1.3***.

8.7.4.2.2. Al menos dos barras inferiores de la faja de columna, en cada dirección, deben pasar a través de la región circunscrita por la armadura longitudinal de la columna y deben anclarse en los apoyos exteriores.

C 8.7.4.2. Integridad estructural

C 8.7.4.2.1 y C 8.7.4.2.2. La armadura inferior continua de la faja de columna, aporta a la losa cierta capacidad residual de quedar suspendida de los apoyos adyacentes si un apoyo se daña. Las dos barras inferiores continuas de la faja de columna pueden denominarse "armadura de integridad", y se colocan para dar a la losa alguna capacidad residual después de una falla local de corte por punzonamiento de un apoyo (Mitchell and Cook 1984). Hasta tanto se emita un documento al respecto, el lector puede consultar el ACI 352.1R quien aporta una guía de diseño de la armadura de integridad para conexiones losa-columna. En 8.7.5.6 se presentan requisitos análogos para las losas con cordones no adherentes.

8.7.5. Armadura a flexión en losas pretensadas

C 8.7.5. Armadura a flexión en losas pretensadas

8.7.5.1. Los cordones externos deben conectarse a la losa de manera tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los cordones y el

centro de gravedad del hormigón para todo el rango de flechas previstas para el elemento.

8.7.5.2. Cuando se requiera armadura longitudinal conformada adherente para cumplir los requisitos de resistencia a flexión o las condiciones de tensión de tracción, de acuerdo con la ecuación (8.6.2.3(b)), se deben cumplir los requisitos de detallado de 7.7.3.

C 8.7.5.2. La armadura adherente debería estar adecuadamente anclada para que desarrolle la resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas. Los requisitos de 7.7.3 llevan a que la armadura adherente que se requiere para resistencia a flexión bajo cargas mayoradas de acuerdo con 22.3.2, o para condiciones de tensión de tracción a nivel de cargas de servicio, de acuerdo con la ecuación (8.6.2.3(b)), esté anclada de manera adecuada con el fin de desarrollar las fuerzas de tracción o de compresión.

8.7.5.3. La armadura longitudinal conformada adherente requerida por la ecuación (8.6.2.3(c)) debe colocarse en la parte superior de la losa y debe cumplir con (a) hasta (c):

(a) La armadura debe distribuirse entre líneas que están **1,5*h*** afuera de las caras opuestas de la columna de apoyo.

(b) Deben colocarse por lo menos cuatro barras conformadas, mallas soldadas o cordones adherentes en cada dirección.

(c) La separación máxima s entre armadura longitudinal adherente no debe exceder ***300 mm***.

8.7.5.4. Terminación de la armadura de pretensado

8.7.5.4.1. Las zonas de anclajes de postesado deben calcularse y detallarse de acuerdo con 25.9.

8.7.5.4.2. Los anclajes y conectores de postensado deben calcularse y detallarse de acuerdo con 25.8.

8.7.5.5. Terminación de la armadura conformada en losas con cordones no adherentes

C 8.7.5.5. Terminación de la armadura conformada en losas con cordones no adherentes

8.7.5.5.1. La longitud de la armadura conformada requerida en 8.6.2.3 debe cumplir con (a) y (b):

(a) En zonas de momento positivo, la longitud de la armadura debe ser al menos ℓ_n / **3** y estar centrada en aquellas zonas.

(b) En zonas de momento negativo, la armadura debe prolongarse al menos $\ell_n/6$ a cada lado de la cara de apoyo.

C 8.7.5.5.1. Las longitudes mínimas aplican para la armadura conformada requerida por 8.6.2.3, pero que no se requiere para resistencia a flexión de acuerdo con 22.3.2. Investigación (Odello and Mehta 1967) sobre luces continuas muestra que estas longitudes mínimas conducen a un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio y condiciones de carga mayorada.

8.7.5.6. Integridad estructural

C 8.7.5.6. Integridad estructural

8.7.5.6.1. Excepto lo permitido en 8.7.5.6.3, se debe colocar como mínimo ***2 cordones***, con cordón de al menos ***12,7 mm*** de diámetro, sobre las columnas en cada dirección de acuerdo con (a) o (b):

C 8.7.5.6.1. Los cordones de pretensado que pasan a través del nudo losa-columna en cualquier ubicación dentro del espesor de la losa permiten que la losa se cuelgue después de la falla de corte por punzonamiento, siempre que los cordones sean continuos o se encuentren

(a) Los cordones deben pasar a través de la región circunscrita por la armadura longitudinal de la columna.

(b) Los cordones deben anclarse dentro de la región circunscrita por la armadura longitudinal de la columna y el anclaje debe colocarse más allá del centro de gravedad de la columna y lejos del vano anclado.

anclados dentro de la región circunscrita por la armadura longitudinal de la columna y se haya evitado que produzcan un estallido de la superficie superior de la losa (ACI 352.1R).

8.7.5.6.2. Por fuera de las caras exteriores, de la columna o del cabezal de corte, los dos cordones de integridad estructural requeridos por 8.7.5.6.1 deben pasar bajo cualquier cordón ortogonal en vanos adyacentes.

C 8.7.5.6.2. Por fuera de las caras exteriores, de la columna o del cabezal de corte, los cordones de integridad estructural deberían pasar debajo de los cordones ortogonales de los vanos adyacentes de manera que los movimientos verticales de los cordones de integridad sean restringidos por los cordones ortogonales. Cuando los cordones se encuentran distribuidos en una dirección y distribuidos en banda en la dirección ortogonal, se puede cumplir este requisito colocando primero los cordones de integridad para la dirección de los cordones y luego colocando los cordones distribuidos en banda. Donde los cordones se distribuyen en ambas direcciones, es necesario entrelazar los cordones y puede ser más practico usar los criterios de 8.7.5.6.3.

8.7.5.6.3. Se permiten losas con cordones que no cumplan con 8.7.5.6.1 siempre que se coloque la armadura conformada inferior adherente en cada dirección, de acuerdo con 8.7.5.6.3.1 hasta 8.7.5.6.3.3.

C 8.7.5.6.3. En algunas losas pretensadas, las restricciones al tendido de cordones hacen difícil colocar los cordones de integridad estructural requeridos en 8.7.5.6.1. En estas situaciones, los cordones de integridad estructural pueden ser remplazados por barras conformadas en la parte inferior (ACI 352.1R).

8.7.5.6.3.1. La armadura conformada mínima en la parte inferior de la losa, A_s , en cada dirección, debe ser la mayor entre (a) y (b). El valor de f_y debe estar limitado a un máximo de ***500 MPa***:

(a) $$A_s = \frac{0{,}37\sqrt{f'_c}\, c_2\, d}{f_y} \qquad (8.7.5.6.3.1a)$$

(b) $$A_s = \frac{2{,}1\, c_2\, d}{f_y} \qquad (8.7.5.6.3.1b)$$

donde c_2 se mide en las caras de la columna a través de la cual pasa la armadura.

8.7.5.6.3.2. La armadura conformada inferior, calculada en 8.7.5.6.3.1 debe pasar dentro de la zona circunscrita por la armadura longitudinal de la columna y debe anclarse en los apoyos exteriores.

8.7.5.6.3.3. La armadura conformada inferior debe anclarse para desarrollar f_y más allá de la cara de la columna o cabezal de corte.

8.7.6. Armadura de corte – Estribos

C 8.7.6. Armadura de corte – Estribos

8.7.6.1. Se permiten como armadura de corte estribos de una rama, estribos en U simples y múltiples y estribos cerrados.

C 8.7.6. Las investigaciones (Hawkins, 1974; Broms, 1990; Yamada et al., 1991; Hawkins et al., 1975; ACI 421.1R) han demostrado que la armadura para corte consistente de barras ancladas apropiadamente o estribos

8.7.6.2. El anclaje y geometría de los estribos deben cumplir con 25.7.1.

8.7.6.3. Cuando se utilicen estribos, su ubicación y separación deben cumplir con la ***Tabla 8.7.6.3***.

Tabla 8.7.6.3. Ubicación del primer estribo y límites de la separación

Dirección de la medición	Descripción de la medición	Distancia o separación máxima, mm
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia desde la cara de la columna al primer estribo	$d/2$
	Separación entre estribos	$d/2$
Paralelo a la cara de la columna	Separación entre las ramas verticales de los estribos	$2d$

de una o varias ramas, o estribos cerrados, puede aumentar la resistencia al corte por punzonamiento de las losas. Los límites de separaciones dados en 8.7.6.3 corresponden a los detalles de la armadura para corte en losas, los cuales han demostrado su efectividad. El artículo 25.7.1 presenta los requisitos para el anclaje de la armadura de corte tipo estribo, los cuales también deberían ser aplicados a las barras o alambres usados como armaduras para corte en losas. Es esencial que esta armadura para corte esté atada a la armadura longitudinal tanto en la parte superior como inferior de la losa, como se aprecia en los detalles típicos de las ***Figuras C 8.7.6(a) a (c)***. De acuerdo con los requisitos de 25.7.1, el anclaje de estribos puede ser difícil en losas de altura menor a ***250 mm***. Se ha usado exitosamente armadura para corte consistente en barras verticales mecánicamente ancladas en cada extremo por medio de una platina o cabezal capaz de desarrollar la resistencia a la fluencia de las barras (ACI 421.1R).

En una conexión losa-columna en la cual la transferencia de momento sea despreciable, la armadura para corte debería ser simétrica alrededor del centro de gravedad de la sección crítica (***Figuras C 8.7.6(d)***). Los límites de separación definidos en 8.7.6.3 también se pueden ver en las ***Figuras C 8.7.6(d)*** *y* ***(e)***.

En columnas de borde, o en el caso de conexiones interiores donde la transferencia de momento es significativa, se recomiendan estribos cerrados con un patrón lo más simétrico posible. Aunque las tensiones de corte promedio en las caras *AD* y *BC* de la columna exterior en la ***Figura C 8.7.6(e)*** son menores que en la cara *AB*, los estribos cerrados que se extienden desde las caras *AD* y *BC* aportan una cierta resistencia torsional a lo largo del borde de la losa.

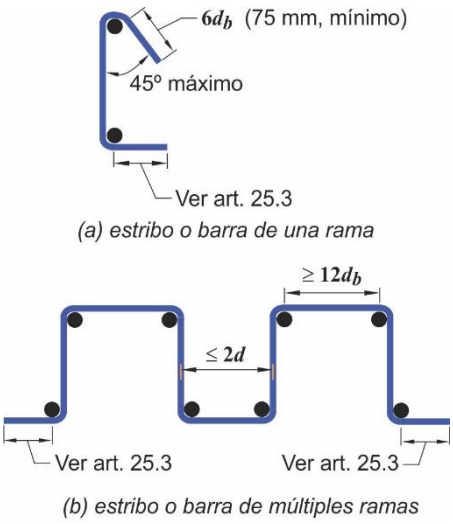


Figura C 8.7.6(a)-(b). *Estribos de una o varias ramas para armadura de corte en losas*

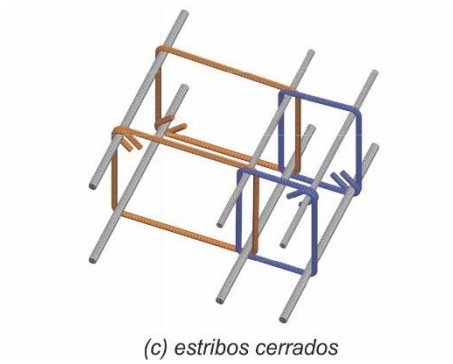


Figura C 8.7.6(c). *Estribos cerrados para armadura de corte en losas*

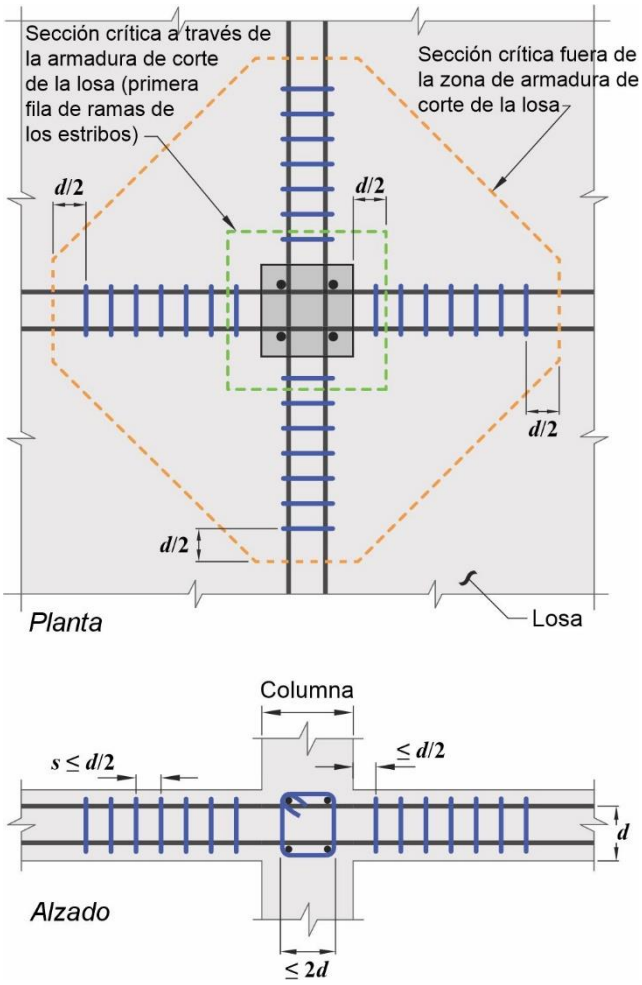


Figura C 8.7.6(d). *Disposición de estribos de corte, columna interior*

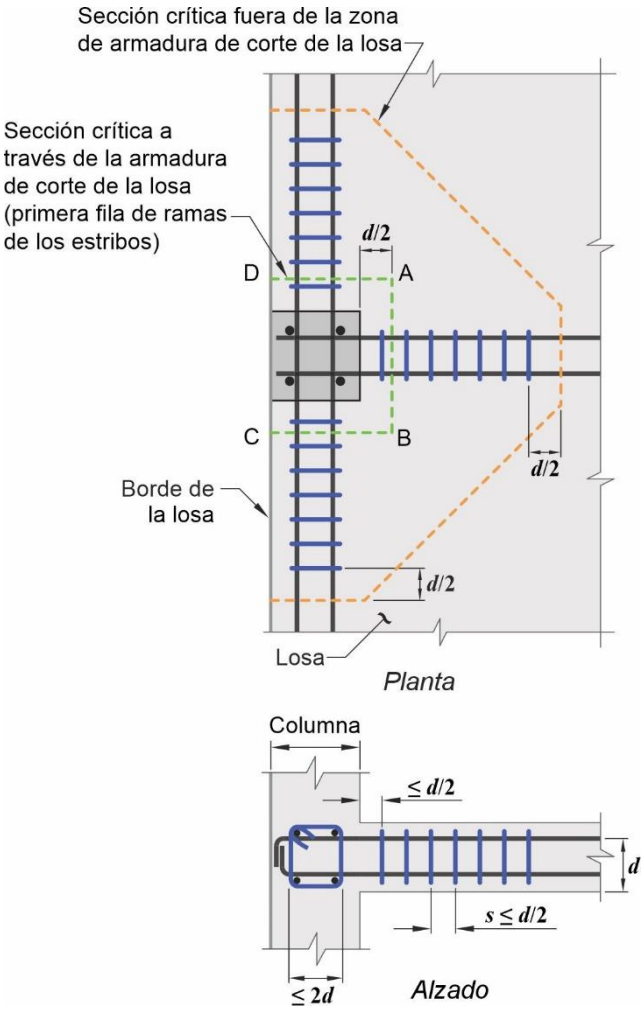


Figura C 8.7.6(e). *Disposición de estribos de corte, columna de borde*

8.7.7. Armadura de corte – Pernos con cabeza

8.7.7.1. Se permite colocar pernos con cabeza perpendicularmente al plano de la losa como armadura de corte.

8.7.7.1.1. La altura total del ensamblaje del perno con cabeza no debe ser menor que el espesor de la losa menos la suma de (a) hasta (c):

(a) El recubrimiento de hormigón de la armadura superior a flexión.

(b) El recubrimiento de hormigón en la platina de base.

(c) La mitad del diámetro de la barra de la armadura a tracción por flexión.

C 8.7.7. Armadura de corte – Pernos con cabeza

Usar ensamblajes para pernos con cabeza como armadura de corte en losas requiere especificar el diámetro del fuste del perno, la separación de los pernos y la altura de los ensamblajes para cada aplicación en particular.

Los ensayos (ACI 421.1R) muestran que los pernos verticales anclados mecánicamente lo más cerca posible de la parte superior e inferior de la losa son efectivos para resistir el corte por punzonamiento. Los límites de toda la altura especificada logran este objetivo y aportan a la vez una tolerancia razonable al especificar esa altura como se muestra en la ***Figura C 20.5.1.3.6***.

En comparación con la rama de un estribo con dobleces en los extremos, un perno tiene menor deslizamiento, y por lo tanto produce fisuras de corte más finas. Este mejor comportamiento da como resultado mayores límites para la capacidad al corte y separación entre las líneas periféricas de los pernos con cabeza. Las distribuciones típicas de los pernos con cabeza se aprecian en la ***Figura C 8.7.7***. La sección crítica más allá de la armadura de corte en general tiene forma poligonal. Las ecuaciones para calcular las tensiones de corte en cada sección se dan en ACI 421.1R.

8.7.7.1.2. La ubicación y separación de los pernos con cabeza deben cumplir con la ***Tabla 8.7.7.1.2***.

C 8.7.7.1.2. La separación especificada entre las líneas periféricas de la armadura de corte está justificada por ensayos (ACI 421.1R). El espacio libre entre las cabezas de los pernos debería ser el adecuado para permitir la colocación de la armadura de flexión.

Tabla 8.7.7.1.2. Ubicación de los pernos con cabeza y límites de separación

Dirección de la medición	Descripción de la medición	Condición		Distancia o separación máxima, mm
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia entre la cara de la columna y la primera línea periférica de pernos con cabeza	Todas		$d/2$
	Separación constante entre las líneas periféricas de los pernos con cabeza	Losas no pretensadas con	$v_u \le \phi 0{,}5\sqrt{f'_c}$	$3d/4$
		Losas no pretensadas con	$v_u > \phi 0{,}5\sqrt{f'_c}$	$d/2$
		Losas pretensadas que cumplen con 22.6.5.4		$3d/4$
Paralelo a la cara de la columna	Separación entre los pernos con cabeza adyacentes en la línea perimetral más cercana a la cara de la columna	Todas		$2d$

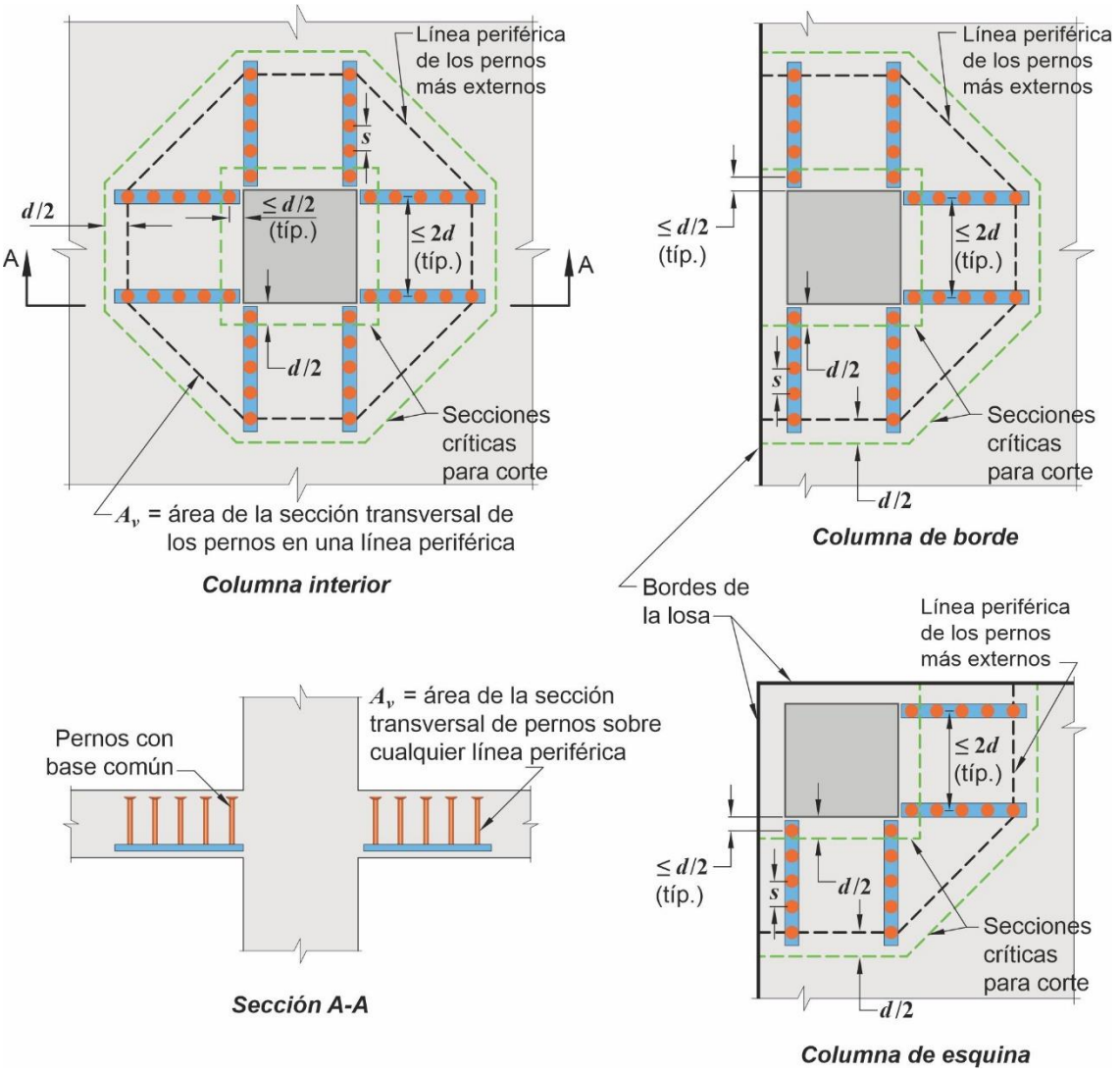


Figura C 8.7.7. *Secciones críticas y disposiciones típicas de pernos con cabeza para armadura de corte.*

8.8. SISTEMA NERVURADO EN DOS DIRECCIONES NO PRETENSADAS

C 8.8. SISTEMA NERVURADO EN DOS DIRECCIONES NO PRETENSADAS

8.8.1. Generalidades

8.8.1. Generalidades

8.8.1.1. La construcción nervurada no pretensada en dos direcciones consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas y una losa colocada en la parte superior, diseñadas para actuar en dos direcciones ortogonales.

Las limitaciones empíricas de tamaño y de separación para la construcción nervurada en dos direcciones no pretensada se basan en el comportamiento satisfactorio observado en el pasado usando encofrados estándar para este tipo de construcción. Para la construcción pretensada de este sistema, esta sección puede servir de guía.

8.8.1.2. El ancho de las nervaduras no debe ser menor de ***100 mm*** en cualquier ubicación en su altura.

8.8.1.3. La altura total de las nervaduras no debe ser mayor de ***3,5 veces*** su ancho mínimo.

8.8.1.4. La separación libre entre las nervaduras no debe exceder de ***750 mm***.

C 8.8.1.4. Se requiere un límite para la separación máxima de las nervaduras debido a los requisitos que permiten mayores resistencias al corte y un recubrimiento de hormigón menor para la armadura en estos elementos repetitivos relativamente pequeños.

8.8.1.5. Se permite tomar V_c como ***1,1 veces*** los valores calculados en 22.5.

C 8.8.1.5. El incremento en la resistencia al corte se justifica por: 1) el comportamiento satisfactorio de construcciones con losas nervadas diseñadas con resistencias calculadas más altas al corte especificadas en anteriores ediciones del Reglamento, las cuales permitían tensiones de corte comparables y 2) el potencial de redistribución de las sobrecargas locales a los nervios adyacentes.

8.8.1.6. Para la integridad estructural, al menos una barra de la parte inferior en cada nervadura debe ser continua y debe anclarse para desarrollar f_y en la cara de los apoyos.

8.8.1.7. El área de armadura perpendicular a las nervaduras debe cumplir la resistencia requerida por flexión, considerando las concentraciones de carga y debe ser al menos igual a la armadura para contracción y temperatura requerida en 24.4.

8.8.1.8. La construcción de nervaduras en dos direcciones que no cumplan con las limitaciones de 8.8.1.1 hasta 8.8.1.4, deben diseñarse como losas y vigas.

8.8.2. Sistema nervurados con aligeramientos estructurales

8.8.2.1. Cuando se empleen aligeramientos permanentes cerámicos o de hormigón, que tengan una resistencia unitaria a la compresión por lo menos igual al f'_c de las nervaduras, se debe aplicar 8.8.2.1.1 y 8.8.2.1.2.

8.8.2.1.1. El espesor de la losa de hormigón sobre los aligeramientos no debe ser menor que ***1/12*** de la

distancia libre entre las nervaduras ni menor que ***40 mm***.

8.8.2.1.2. Se permite incluir la pared vertical del elemento de aligeramiento que está en contacto con la nervadura en los cálculos de resistencia al corte y momento negativo. Ninguna otra parte de los aligeramientos debe incluirse en los cálculos de resistencia.

8.8.3. Sistema de nervaduras con otros aligeramientos

8.8.3.1. Cuando se utilicen encofrados removibles o aligeramientos que no cumplan con 8.8.2.1, el espesor de la losa superior no debe ser menor que ***1/12*** de la distancia libre entre las nervaduras ni menor que ***50 mm***.

8.9. CONSTRUCCIÓN DE LOSAS IZADAS

8.9.1. En losas construidas con el método de losas izadas (“lift-slab”) donde no es práctico pasar los cordones, como indica 8.7.5.6.1, o las barras inferiores a través de la columna como lo requiere 8.7.4.2 ó 8.7.5.6.3, al menos dos cordones de postesado o dos barras o alambres adherentes inferiores, en cada dirección, deben pasar a través de los ganchos de izado tan cerca de la columna como sea posible y deben ser continuos o empalmarse con empalmes mecánicos o soldados de acuerdo con 25.5.7 o con empalmes por yuxtaposición Clase B a tracción de acuerdo con 25.5.2. En las columnas exteriores, la armadura debe anclarse en los ganchos de izado.

CAPÍTULO 9. VIGAS

9.1. ALCANCE

9.1.1. Este Capítulo debe aplicarse al diseño de vigas no pretensadas y pretensadas, incluyendo:

(a) Vigas de elementos compuestos de hormigón construidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera que respondan a las cargas como una sola unidad

(b) Sistemas de viguetas en una dirección de acuerdo con 9.8

(c) Vigas de gran altura de acuerdo con 9.9.

C 9.1. ALCANCE

C 9.1.1. Las vigas estructurales compuestas de hormigón y acero no forman parte del alcance de este capítulo. Hasta tanto se emita un documento al respecto, se recomienda consultar el AISC 360, el cual cubre los requisitos de diseño para vigas compuestas.

9.2. GENERALIDADES

C 9.2. GENERALIDADES

9.2.1. Materiales

9.2.1.1. Las propiedades de diseño para el hormigón deben cumplir con los requisitos del ***Capítulo 19***.

9.2.1.2. Las propiedades de diseño para el acero de armadura deben cumplir con los requisitos del ***Capítulo 20***.

9.2.1.3. El material, dimensionamiento y detallado de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.6.

9.2.2. Conexión a otros elementos

9.2.2.1. Para el hormigón construido en obra, los nudos viga-columna y losa-columna deben cumplir con los requisitos del ***Capítulo 15***.

9.2.2.2. Para hormigón prefabricado, las conexiones deben cumplir con los requisitos de transferencia de fuerzas de 16.2.

9.2.3. Estabilidad

9.2.3.1. Cuando una viga no se encuentra arriostrada lateralmente de manera continua, se deben cumplir con (a) y (b):

(a) La separación entre los arriostramientos laterales no debe exceder ***50 veces*** el menor ancho del ala o cara de compresión.

(b) La separación entre los arriostramientos laterales debe tener en cuenta los efectos de cargas excéntricas.

C 9.2.3. Estabilidad

C 9.2.3.1. Ensayos (Hansell and Winter 1959; Sant and Bletzacker 1961) han demostrado que las vigas de hormigón armado sin arriostramientos laterales, aun cuando sean muy altas y delgadas, no fallan prematuramente por pandeo lateral, siempre y cuando las vigas se carguen sin excentricidad lateral que cause torsión.

Las vigas sin arriostramientos laterales con frecuencia se cargan excéntricamente o con una ligera inclinación. Las tensiones y las deformaciones producidas por estas cargas son perjudiciales en vigas delgadas y altas con distancia apreciable entre arriostramientos laterales. Pueden necesitarse arriostramientos laterales con separaciones menores de **50*b*** debido a estas condiciones de carga.

9.2.3.2. En vigas pretensadas, debe considerarse la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas. Si hay contacto intermitente entre la armadura de pretensado y una vaina de mayor tamaño de la necesaria, debe considerarse la posibilidad de que ocurra pandeo del elemento entre puntos de contacto.

C 9.2.3.2. En elementos postensados donde la armadura pretensada está intermitentemente en contacto con una vaina de mayor tamaño de la necesaria, el elemento se puede pandear debido a la fuerza axial de pretensado, ya que el elemento puede desplazarse lateralmente mientras que la armadura pretensada no lo hace. Si la armadura pretensada está en contacto continuo con el elemento que está siendo pretensado, o si es parte de un cordón no adherido en el cual el tamaño de la envoltura no es mucho mayor que la armadura de pretensado, no es posible que la fuerza de pretensado haga fallar el elemento por pandeo.

9.2.4. Sistema de vigas T

C 9.2.4. Sistema de vigas T

9.2.4.1. En la construcción de vigas T, el ala y el alma de hormigón deben construirse monolíticamente o deben estar efectivamente unidas entre sí de acuerdo con 16.4.

C 9.2.4.1. Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, las vigas incluyen porciones de losa actuando como alas.

9.2.4.2. El ancho efectivo del ala debe cumplir con 6.3.2.

9.2.4.3. En las alas de vigas T donde la armadura principal a flexión de la losa es paralela al eje longitudinal de la viga, la armadura de las alas perpendicular al eje longitudinal de la viga debe cumplir con 7.5.2.3.

C 9.2.4.3. Ver artículo C 7.5.2.3.

9.2.4.4. Para el diseño a torsión de acuerdo con 22.7, el ancho sobresaliente del ala utilizado para calcular A_{cp} , A_g y p_{cp} debe cumplir con (a) y (b):

(a) El ancho sobresaliente del ala debe incluir la parte de la losa que está situada a cada lado de la viga hasta una distancia igual a la proyección de la viga por encima y por debajo de la losa, la que sea mayor, pero no debe ser mayor que ***cuatro veces*** el espesor de la losa.

(b) El ancho sobresaliente del ala puede despreciarse cuando el parámetro A_{cp}^2 / p_{cp} para las secciones macizas o A_g^2 / p_{cp} para las secciones huecas, calculado para una viga con alas, es menor al calculado para la misma viga ignorando las alas.

C 9.2.4.4. La ***Figura C 9.2.4.4*** muestra dos ejemplos de la parte de losa que debe ser considerada en el diseño a torsión.

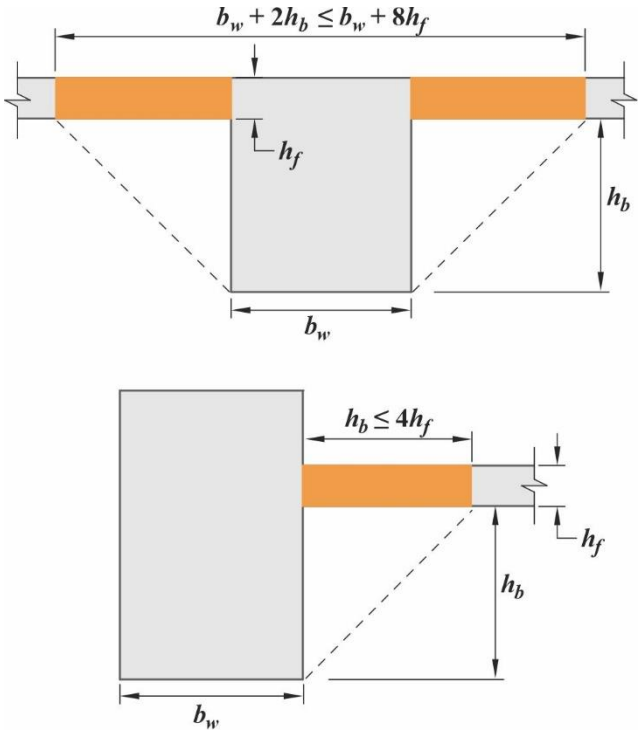


Figura C 9.2.4.4. *Ejemplos de la parte de losa que debe incluirse en el diseño para torsión.*

9.3. LÍMITES DE DISEÑO

C 9.3. LÍMITES DE DISEÑO

9.3.1. Altura mínima de la viga

C 9.3.1. Altura mínima de la viga

9.3.1.1. Para las vigas no pretensadas que no soporten ni estén ligadas a cerramientos u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a flechas grandes, la altura total de la viga, h , no debe ser menor que los límites dados en la ***Tabla 9.3.1.1***, a menos que se cumplan los límites de las flechas calculadas de 9.3.2.

C 9.3.1.1. Para la aplicación de estos requisitos a vigas de hormigón compuestas ver artículo C 9.3.2.2.

Tabla 9.3.1.1. Altura mínima de vigas no pretensadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h [1]
Simplemente apoyada	ℓ/16
Con un extremo continuo	ℓ/18,5
Ambos extremos continuos	ℓ/21
En voladizo	ℓ/8

[1] Los valores son aplicables al hormigón de peso normal y f_y = **420 MPa**. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

9.3.1.1.1. Para f_y distinto de ***420 MPa***, los valores de la ***Tabla 9.3.1.1*** deben multiplicarse por $\left(0{,}4+\frac{f_y}{700}\right)$.

C 9.3.1.1.1. La modificación según f_y es aproximada. No obstante, debería conducir a resultados conservadores para las cuantías típicas de armadura y valores de f_y entre ***220*** y ***500 MPa***.

9.3.1.1.2. Para vigas no pretensadas construidas con hormigón liviano con densidad w_c dentro del intervalo entre ***1400*** y ***2000 kg/m^3***, los valores de la ***Tabla 9.3.1.1*** deben multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

C 9.3.1.1.2. La modificación propuesta para el hormigón liviano se basa en los resultados y comentarios que se detallan en el ACI 213R.

(a) $1{,}65 - 0{,}0003 w_c$

(b) **1,09**

9.3.1.1.3. Para vigas compuestas no pretensadas construidas con una combinación de hormigón liviano y hormigón de peso normal, apuntaladas durante su construcción y donde el hormigón liviano se encuentra en compresión, se debe aplicar el modificador de 9.3.1.1.2.

9.3.1.2. Se puede incluir el espesor de la capa de terminación de hormigón en la altura h siempre y cuando se construya monolíticamente con la viga o cuando la capa de terminación se diseñe como compuesto con la viga, de acuerdo con 16.4.

9.3.2. Límites de las flechas calculadas

C 9.3.2. Límites de las flechas calculadas

9.3.2.1. Para las vigas no pretensadas que no cumplen con 9.3.1 y para vigas pretensadas, las flechas inmediatas y a largo plazo se deben calcular de acuerdo con 24.2 y no deben exceder los límites de 24.2.2.

REGLAMENTO	COMENTARIO
9.3.2.2. Para vigas de hormigón compuestas no pretensadas que cumplen con 9.3.1, no se necesita calcular las flechas que ocurren después de que el elemento se vuelve compuesto. Las flechas que ocurren antes que el elemento se vuelva compuesto deben calcularse, excepto si la altura del elemento antes de la acción compuesta también cumple con 9.3.1.	**C 9.3.2.2.** Los límites de la ***Tabla 9.3.1.1*** se aplican a toda la altura de las vigas compuestas no pretensadas apuntaladas durante la construcción cuando, después de retirar los apoyos temporales el peso propio es resistido por toda la sección compuesta. En construcción no apuntalada, la altura de la viga bajo estudio depende de si la flecha se considera antes o después de lograr una acción compuesta efectiva. Se deberían considerar las flechas adicionales, debidas a fluencia lenta y contracción excesivas, generadas por cargarlas prematuramente. Esto es especialmente importante a edades tempranas cuando el contenido de humedad es alto y la resistencia es baja. La transferencia del corte horizontal por adherencia directa es importante cuando se deben evitar las flechas excesivas por deslizamiento. Las llaves de corte son un medio para transferir el corte, pero no actúan hasta que el deslizamiento ocurre.
9.3.3. Límite de la deformación específica de la armadura en vigas no pretensadas	**C 9.3.3. Límite de la deformación específica de la armadura en vigas no pretensadas**
9.3.3.1. Las vigas no pretensadas, con $P_u \leq 0{,}10 f'_c A_g$, deben ser controladas por tracción de acuerdo con la ***Tabla 21.2.2***.	**C 9.3.3.1.** El efecto de esta limitación es restringir la cuantía de armadura en vigas no pretensadas para mitigar el comportamiento frágil a flexión en caso de ocurrir una sobrecarga. Esta limitación no aplica a vigas pretensadas. Con anterioridad, se especificaba una deformación específica mínima de ***0,004*** para elementos a flexión no pretensados. Posteriormente, este límite se revisó para exigir que la sección sea controlada por tracción.
9.3.4. Límites de las tensiones en vigas pretensadas	
9.3.4.1. Las vigas pretensadas se deben clasificar como Clases U, T o C de acuerdo con 24.5.2. **9.3.4.2.** Las tensiones en las vigas pretensadas inmediatamente después de transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder las tensiones admisibles de 24.5.3 y 24.5.4.	
9.4. RESISTENCIA REQUERIDA	**C 9.4. RESISTENCIA REQUERIDA**
9.4.1. Generalidades	
9.4.1.1. La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del ***Capítulo 5***. **9.4.1.2.** La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con los procedimientos de análisis del ***Capítulo 6***. **9.4.1.3.** Para vigas pretensadas, los efectos de las reacciones inducidas por el pretensado deben tenerse en cuenta de acuerdo con 5.3.11.	

9.4.2. Momento mayorado

9.4.2.1. En vigas construidas integralmente con sus apoyos, se puede calcular M_u en los apoyos en la cara de estos.

9.4.3. Corte mayorado

9.4.3.1. En vigas construidas integralmente con sus apoyos, V_u puede calcularse en la cara del apoyo.

9.4.3.2. Las secciones ubicadas entre la cara de apoyo y una sección crítica localizada a ***d*** de la cara del apoyo en vigas no pretensadas y a ***h/2*** de la cara del apoyo en vigas pretensadas, se pueden diseñar para el V_u en la sección crítica si se cumplen todas las condiciones de (a) hasta (c):

(a) La reacción del apoyo en dirección del corte aplicado introduce compresión en la zona extrema de la viga.

(b) Las cargas se aplican sobre, o cerca, de la cara superior de la viga.

(c) No se aplica ninguna carga concentrada entre la cara del apoyo y la sección crítica.

C 9.4.3. Corte mayorado

C 9.4.3.2. La fisura inclinada más cercana al apoyo de la viga en la ***Figura C 9.4.3.2a*** se extiende hacia arriba desde la cara del apoyo y alcanza la zona de compresión a una distancia de aproximadamente ***d*** medida desde la cara del apoyo. Si las cargas se aplican en la parte superior de la viga, los estribos que atraviesan esta fisura solo deben resistir el esfuerzo de corte debido a las cargas que actúan más allá de ***d*** (cuerpo libre a la derecha en la ***Figura C 9.4.3.2a***). Las cargas aplicadas a la viga entre la cara del apoyo y el punto a una distancia ***d*** medida desde la cara se transfieren directamente al apoyo por compresión en el alma en la zona localizada por encima de la fisura. Consecuentemente, el Reglamento permite que se diseñe para la fuerza máxima de corte mayorado V_u a una distancia ***d*** del apoyo para vigas no pretensadas, y a una distancia ***h/2*** para vigas pretensadas.

En la ***Figura C 9.4.3.2b*** se muestran cargas que actúan cerca de la cara inferior de la viga. En este caso, la sección crítica está en la cara del apoyo. Las cargas que actúan cerca del apoyo deberían transferirse a través de la fisura inclinada que se extiende hacia arriba desde la cara del apoyo. El esfuerzo de corte que actúa en la sección crítica debería incluir todas las cargas aplicadas por debajo de la fisura inclinada potencial.

Las condiciones típicas de apoyo donde se puede utilizar el esfuerzo de corte a una distancia ***d*** del apoyo incluyen:

(a) Vigas sostenidas por un apoyo en la base de la viga, tales como la que se muestra en la ***Figura C 9.4.3.2(c)***.
(b) Vigas unidas monolíticamente a columnas, como se muestra en la ***Figura C 9.4.3.2(d)***.

Las condiciones típicas de apoyo donde la sección crítica se localiza en la cara de apoyo incluyen:

(a) Vigas unidas a un elemento de apoyo en tracción, tales como se ilustra en la ***Figura C 9.4.3.2(e)***. También debería calcularse el corte dentro de la conexión y colocarse armadura especial en las esquinas.
(b) Vigas en las cuales las cargas no están aplicadas sobre o cerca de la cara superior del elemento como se comentó previamente e ilustró en la ***Figura C 9.4.3.2b***.
(c) Vigas cargadas de tal manera que el corte en las secciones entre el apoyo y una distancia ***d*** difieren radicalmente del corte a una distancia ***d***. Esto se presenta comúnmente en ménsulas y en vigas en las

cuales hay una carga concentrada cerca del apoyo, tal como se muestra en la ***Figura C 9.4.3.2(f)***.

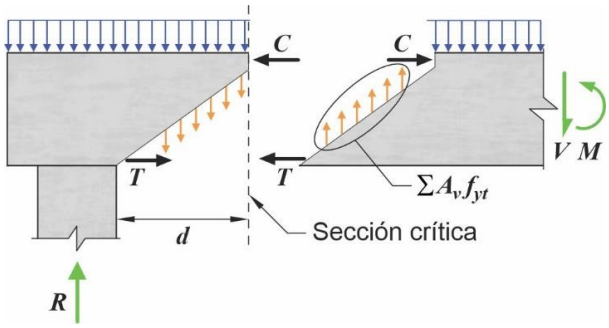


Figura C 9.4.3.2a. *Diagramas de cuerpo libre del extremo de la viga.*

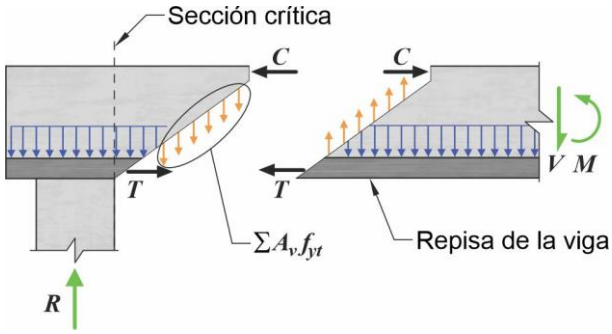


Figura C 9.4.3.2b. *Ubicación de la sección crítica de corte en una viga cargada cerca de su cara inferior.*

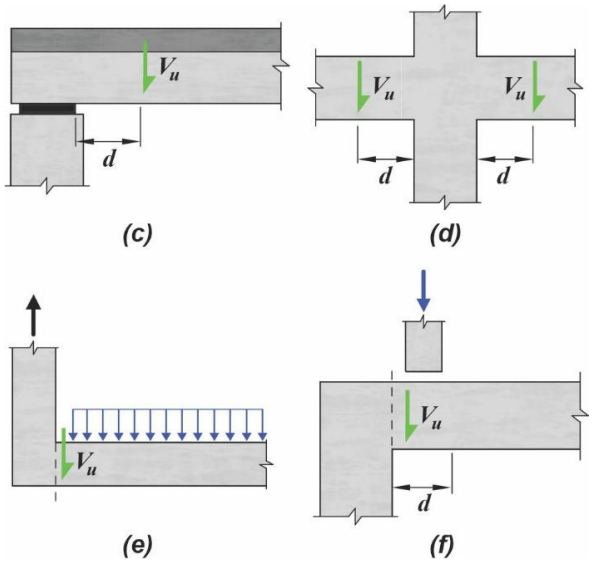


Figura C 9.4.3.2 (c), (d), (e) y (f). *Condiciones típicas del apoyo para localizar el esfuerzo de corte mayorado* $\mathbf{V_u}$.

9.4.4. Torsión mayorada

C 9.4.4. Torsión mayorada

9.4.4.1. A menos que se determine por medio de un análisis más exacto, se permite tomar las cargas torsionales provenientes de una losa como uniformemente distribuidas a lo largo de la viga.

9.4.4.2. En vigas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular T_u en la cara de apoyo.

9.4.4.3. Las secciones ubicadas entre la cara de apoyo y una sección crítica ubicada a ***d*** de la cara del apoyo en vigas no pretensadas, y a ***h/2*** de la cara del apoyo en vigas pretensadas, se pueden diseñar para T_u en esa sección crítica a menos que ocurra un momento torsor concentrado dentro de esa distancia. En tal caso, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

C 9.4.4.3. Es frecuente el caso de vigas que se unan a un lado de vigas principales cerca del apoyo de éstas. En este caso, un esfuerzo de corte y un momento torsor concentrados son aplicados a la viga principal.

9.4.4.4. Se permite reducir T_u de acuerdo con 22.7.3.

9.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

C 9.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

9.5.1. Generalidades

C 9.5.1. Generalidades

9.5.1.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de cálculo en todas las secciones debe cumplir con $\phi S_n \geq U$ incluyendo de (a) hasta (d). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas.

(a) $\phi M_n \geq M_u$

(b) $\phi V_n \geq V_u$

(c) $\phi T_n \geq T_u$

(d) $\phi P_n \geq P_u$

C 9.5.1.1. Las condiciones de diseño de 9.5.1.1(a) hasta (d) indican las fuerzas y momentos típicos que deben considerarse. No obstante, el requisito general $\phi S_n \geq U$ indica que todas las fuerzas y momentos que sean relevantes para una estructura dada deben tenerse en cuenta.

9.5.1.2. El valor de ϕ debe ser el dado en 21.2.

9.5.2. Momento

C 9.5.2. Momento

9.5.2.1. Cuando $P_u < 0{,}10 f'_c A_g$, se debe calcular M_n de acuerdo con 22.3.

9.5.2.2. Cuando $P_u \geq 0{,}10 f'_c A_g$, se debe calcular M_n de acuerdo con 22.4.

C 9.5.2.2. En las vigas que resistan fuerzas axiales significativas se requiere considerar los efectos combinados de fuerzas axiales y momentos. No es necesario que estas vigas cumplan con los requisitos del ***Capítulo 10***, pero deben cumplir con los requisitos adicionales para estribos cerrados o zunchos en espiral definidos en la ***Tabla 22.4.2.1***. Para vigas esbeltas con cargas axiales significativas, se deberían considerar los efectos de la esbeltez, como se requiere para las columnas en 6.2.5.

9.5.2.3. En las vigas pretensadas, los cordones externos se deben considerar como cordones no adheridos a los efectos de calcular la resistencia a flexión, a menos que los cordones externos estén efectivamente adheridos a la sección de hormigón en toda su longitud.

9.5.3. Corte

9.5.3.1. V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

9.5.3.2. En vigas de hormigón compuestas, la resistencia a corte horizontal V_{nh} debe calcularse de acuerdo con 16.4.

9.5.4. Torsión

C 9.5.4. Torsión

9.5.4.1. Si $T_u < \phi T_{th}$, donde T_{th} está dado en 22.7, se pueden despreciar los efectos de la torsión. En este caso no es necesario cumplir con los requisitos para armadura mínima de 9.6.4 ni los requisitos de armado de 9.7.5 y 9.7.6.3.

9.5.4.2. T_n debe calcularse de acuerdo con 22.7.

9.5.4.3. La armadura longitudinal y transversal requerida por torsión debe agregarse a la necesaria para V_u , M_u y P_u que actúan en combinación con la torsión.

C 9.5.4.3. Los requisitos de armadura para torsión y armadura para corte se suman y se deben colocar estribos, como mínimo en la cantidad total requerida. Dado que el área de armadura A_v para corte se define en términos de todas las ramas de un estribo dado, mientras que el área de armadura. A_t para torsión se define en términos de una sola rama, la suma del área de armadura transversal se realiza de la siguiente manera:

$$Total\left(\frac{A_{v+t}}{s}\right) = \frac{A_v}{s} + 2\frac{A_t}{s} \qquad \text{(C 9.5.4.3)}$$

Si un grupo de estribos tiene más de dos ramas para corte, sólo las ramas adyacentes a los costados de la viga se incluyen en la suma, dado que las ramas interiores no son efectivas para resistir torsión.

La armadura longitudinal requerida para torsión se suma en cada sección a la armadura requerida para la flexión que actúa simultáneamente con la torsión. La armadura longitudinal se determina entonces para esta suma, pero no debería ser menor que la cantidad requerida para el momento flexor máximo en esa sección si éste excede el momento que actúa simultáneamente con la torsión. Si el momento flexor máximo se produce en una sección, por ejemplo, en el centro de la luz, mientras que la torsión máxima se produce en otra, tal como el apoyo, el acero longitudinal total requerido puede ser menor que el obtenido sumando el máximo acero por flexión más el máximo acero para torsión. En tal caso, el acero longitudinal requerido se evalúa en varias ubicaciones.

9.5.4.4. En vigas pretensadas, el área total de la armadura longitudinal, A_s y A_{ps}, en cada sección, debe ser la diseñada para resistir el momento M_u en dicha sección más una fuerza concéntrica longitudinal adicional de tracción igual a $A_\ell f_y$ calculada en base al valor de T_u en esa sección.

C 9.5.4.4. La torsión produce una fuerza axial de tracción en la armadura longitudinal equilibrada por la fuerza en los puntales diagonales a compresión del hormigón. En vigas no pretensadas, la fuerza de tracción debe ser resistida por la armadura longitudinal que tiene una resistencia axial a tracción de $A_\ell f_y$. Esta armadura es adicional a la armadura por flexión requerida y se distribuye uniformemente dentro y alrededor del perímetro de la armadura transversal cerrada de manera que la resultante $A_\ell f_y$ actúe a lo largo del eje del elemento.

En una viga pretensada, se puede seguir el mismo procedimiento (colocar barras adicionales de armadura con una resistencia $A_\ell f_y$), o utilizando la sobre resistencia aportada por el acero de pretensado para resistir parte de la fuerza axial $A_\ell f_y$. La tensión en el acero pretensado para el estado de resistencia nominal está en el intervalo entre f_{se} y f_{ps}. Una parte de la fuerza $A_\ell f_y$ puede ser resistida por la fuerza $A_{ps}\,\Delta f_{pt}$ en la armadura de pretensado. La tensión requerida para resistir el momento de flexión puede calcularse como M_u / $(\phi 0{,}9 d_p A_{ps})$. Para cordones pretesados, la tensión que puede ser desarrollada cerca del extremo libre del cordón puede calcularse usando el procedimiento ilustrado en la ***Figura C 25.4.8.3***.

9.5.4.5. Se permite reducir el área de armadura longitudinal para torsión en la zona de compresión en una cantidad igual a $M_u/(0{,}9 d\, f_y)$, cuando M_u ocurre en esa sección simultáneamente con T_u , pero el área de armadura longitudinal no debe ser menos que el mínimo requerido por 9.6.4.

C 9.5.4.5. La tracción longitudinal debida a torsión se compensa en parte por la compresión en la zona de compresión por flexión, permitiendo una reducción en el acero longitudinal para torsión requerido en la zona de compresión.

9.5.4.6. Para secciones macizas, con una relación, $h / b_t \geq 3$, se puede utilizar otro procedimiento de diseño alternativo, siempre y cuando su aplicabilidad se haya demostrado por análisis y concordancia con resultados de ensayos de alcance apropiado. No hay necesidad de cumplir los requisitos de armadura mínima de 9.6.4, pero sí se deben cumplir los requisitos de armado de 9.7.5 y 9.7.6.3.

C 9.5.4.6. Un ejemplo de una alternativa de diseño que cumple con este requisito se encuentra en Zia and Hsu (2004), que ha sido extensa y exitosamente usada en el diseño de vigas dintel prefabricadas pretensadas con $h / b_t \geq 3$ y con estribos cerrados. La séptima edición del *PCI Design Handbook* (PCI MNL-120) describe el procedimiento de Zia and Hsu (2004). Este procedimiento fue verificado experimentalmente por medio de los ensayos descritos en Klein (1986).

9.5.4.7. Para las secciones macizas prefabricadas con una relación $h / b_t \geq 4{,}5$, se puede utilizar otro procedimiento de diseño alternativo y armadura abierta en el alma, siempre y cuando la aplicabilidad del procedimiento y armadura se hayan demostrado por análisis y concordancia con resultados de ensayos experimentales de alcance apropiado. No hay necesidad de cumplir los requisitos de armadura mínima de 9.6.4 ni los requisitos de armado de 9.7.5 y 9.7.6.3.

C 9.5.4.7. El programa experimental descrito por Lucier et al. (2011a) demuestra que armadura del alma abierta apropiadamente detallada es una alternativa efectiva y segura en lugar de los estribos cerrados tradicionalmente utilizados en vigas dintel con $h / b_t \geq 4{,}5$. Lucier et al. (2011b) presentan un procedimiento de diseño que cumple con los requisitos de la presente sección para vigas dintel esbeltas y describen los límites bajo las cuales el procedimiento es aplicable.

9.6. LÍMITES DE LA ARMADURA

C 9.6. LÍMITES DE LA ARMADURA

9.6.1. Armadura mínima para flexión en vigas no pretensadas

C 9.6.1. Armadura mínima para flexión en vigas no pretensadas

9.6.1.1. Se debe colocar un área mínima de armadura para flexión $A_{s,min}$ en toda sección donde el análisis requiera armadura a tracción.

C 9.6.1.1. Este requisito tiene la intención de que la resistencia a flexión exceda la resistencia de fisuración con un margen apropiado. El objetivo es producir una viga que sea capaz de sostener la carga después del comienzo de la fisuración por flexión, con fisuración y flechas visibles, de modo que adviertan de una posible sobrecarga. Las vigas con menor cuantía de armadura pueden sufrir fallas repentinas al comienzo de la fisuración por flexión.

En la práctica, este requisito controla solamente el diseño de la armadura para aquellas vigas que, por razones

arquitectónicas u otras, tienen sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia. Cuando la cuantía de armadura en tracción es pequeña, el momento resistente calculado como sección de hormigón armado, usando un análisis de sección fisurada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de hormigón simple, calculada a partir de su módulo de rotura. La falla en este caso puede ocurrir con la primera fisuración y ser repentina y sin advertencia. Para evitar dicha falla, se requiere una cantidad mínima de armadura de tracción, tanto en las regiones de momento positivo como negativo.

9.6.1.2. $A_{s,min}$ debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de ***500 MPa***.

(a) $\dfrac{0{,}25\sqrt{f'_c}}{f_y}\, b_w\, d$

(b) $\dfrac{1{,}4}{f_y}\, b_w\, d$

C 9.6.1.2. Cuando el ala de una sección está en tracción, la cantidad de armadura a tracción necesaria para lograr que la resistencia de la sección de hormigón armado sea igual a la de una sección no armada, es alrededor del doble de la correspondiente en una sección rectangular o de la correspondiente en una sección con alas con el ala en compresión. Una mayor cantidad de armadura de tracción mínima es necesaria particularmente en voladizos y otros elementos estáticamente determinados donde no exista la posibilidad de redistribuir los momentos.

9.6.1.3. Si el acero A_s colocado en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que el A_s requerido por el análisis, no es necesario cumplir con los requisitos de 9.6.1.1 y 9.6.1.2.

9.6.2. Armadura mínima para flexión en vigas pretensadas

C 9.6.2. Armadura mínima para flexión en vigas pretensadas

9.6.2.1. En vigas con armadura pretensada adherida, la cantidad total de A_s y A_{ps} debe ser la adecuada para resistir una carga mayorada por lo menos ***1,2 veces*** la carga de fisuración, calculada con el f_r definido en 19.2.3.

C 9.6.2.1. Por razones similares, se requiere una cantidad mínima de armadura para flexión como en vigas no pretensadas, tal como se comenta en C 9.6.1.1.

La falla abrupta a flexión que se produce inmediatamente después de la fisuración no ocurre cuando la armadura pretensada no está adherida (ACI 423R); por lo tanto, este requisito no se aplica a los elementos con cordones no adheridos.

9.6.2.2. En vigas con resistencia de cálculo tanto a flexión como a corte de al menos el doble de la resistencia requerida, se permite omitir el cumplimiento de 9.6.2.1.

9.6.2.3. En vigas con cordones no adheridos, el área mínima de armadura longitudinal conformada $A_{s,min}$ debe ser:

$$A_{s,min} = 0{,}004A_{ct} \qquad (9.6.2.3)$$

donde A_{ct} es el área de la parte de la sección transversal localizada entre la cara de tracción en flexión y el centro de gravedad de la sección bruta.

C 9.6.2.3. El Reglamento requiere una armadura conformada adherida mínima en vigas pretensadas con cordones no adheridos para garantizar un comportamiento a flexión al nivel de resistencia última de la viga y no un comportamiento como arco atirantado, y para limitar el ancho y separación de las fisuras al nivel de cargas de servicio cuando las tensiones de tracción en el hormigón exceden el módulo de ruptura. La colocación de una armadura adherida mínima ayuda a garantizar un comportamiento apropiado en todas las etapas de carga. La cantidad mínima de armadura adherida se basa en investigaciones donde se comparó el comportamiento de vigas postesadas con armadura adherida y no adherida

(Mattock et al., 1971). El área de armadura adherida mínima requerida por la ecuación (9.6.2.3) es independiente de la tensión f_y de la armadura.

9.6.3. Armadura mínima de corte

C 9.6.3. Armadura mínima de corte

9.6.3.1. En vigas no pretensadas debe colocarse un área mínima de armadura para corte, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u > \phi \lambda 0{,}085\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$ excepto en los casos dados en la ***Tabla 9.6.3.1***. Para los casos de la tabla, se debe colocar al menos $A_{v,min}$ cuando $V_u > \phi V_c$.

Tabla 9.6.3.1. Casos donde no se requiere $A_{v,min}$ si $V_u \le \phi V_c$

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \le 250$ mm
Integrales con la losa	$h \le$ que el mayor de $2{,}5t_f$ ó $0{,}5b_w$ y $h \le 600$ mm
Construidas con hormigón de peso normal reforzado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.6.1, 26.4.2.2(i) y 26.12. y con $f'_c \le 40$ MPa	$h \le 600$ mm y $V_u \le \phi\, 0{,}17\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 9.8

C 9.6.3.1. La armadura de corte restringe el crecimiento de fisuras inclinadas y, por consiguiente, aumenta la ductilidad de la viga y advierte sobre peligro de falla. Por el contrario, en un alma sin armadura, la formación de la fisuración inclinada puede conducir directamente a una falla sin advertencia. Esta armadura es muy importante si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista o a una sobrecarga.

La excepción para vigas construidas usando hormigón reforzado con fibras de acero intenta dar una alternativa de diseño para la armadura de corte, como se define en 22.5.8.5, para vigas con armadura longitudinal a flexión en las cuales V_u no excede de $\phi\, 0{,}17\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$. El ***Capítulo 26*** da información y requisitos de diseño que deben incluirse en los documentos de construcción cuando el hormigón reforzado con fibras es utilizado para este propósito. Vigas de hormigón reforzado con fibras de acero con ganchos o plegadas en las cantidades requeridas en 26.4.2.2(i), han demostradas a través de ensayos de laboratorio tener una resistencia al corte mayor que $0{,}29\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$ (Parra-Montesinos, 2006). No existen datos para el uso de fibras de acero como armadura de corte en elementos de hormigón expuestos a cloruros provenientes de sales descongelantes, sal, agua salada, agua de mar o salpicaduras de esas fuentes. Por lo tanto, cuando se usen fibras de acero como armadura a corte en ambientes corrosivos, debería considerarse protección contra la corrosión.

Las viguetas están excluidas de los requisitos mínimos para la armadura de corte tal como se indica porque existe la posibilidad de que la carga sea compartida entre las zonas débiles y fuertes.

Aun cuando V_u sea menor que $\phi \lambda 0{,}085\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$, es recomendable el empleo de alguna armadura del alma en toda alma delgada de elementos postensados tales como viguetas, losas reticulares, vigas y vigas T, como armadura contra esfuerzos de tracción en el alma resultantes de desviaciones locales en el perfil de diseño del cordón y como soporte para mantener los cordones dentro del perfil de diseño durante la construcción. Cuando no se aportan suficientes soportes, pueden resultar desviaciones locales durante la colocación del hormigón respecto al perfil uniforme parabólico del cordón supuesto en el diseño. En estos casos, las desviaciones de los cordones tienden a enderezarse cuando se tensionan. Este proceso puede imponer grandes tensiones de tracción en el alma y puede desarrollarse fisuración severa cuando no se coloca armadura en el alma. Las curvaturas no intencionales de los cordones, y las tensiones de tracción resultantes en el alma, pueden minimizarse sujetando firmemente los cordones a los estribos que estén rígidamente sostenidos en su sitio por otros elementos de la armadura. La separación

máxima recomendada de los estribos, utilizados para este fin, no debe exceder **1,5*h*** ó ***1,2 m***, lo que sea menor. Si es aplicable, los requisitos de la armadura para corte de 9.6.3 y 9.7.6.2.2 requerirán separaciones menores de los estribos.

Para cargas repetitivas en vigas, debería tenerse en cuenta en el diseño la posibilidad de que se formen fisuras inclinadas debidas a la tracción diagonal bajo tensiones mucho menores que bajo cargas estáticas. En estos casos, es prudente utilizar por lo menos la armadura mínima para corte dada por 9.6.3.4, aún en el caso en que los ensayos y cálculos basados en cargas estáticas muestren que no se requiere armadura para corte.

9.6.3.2. Para vigas pretensadas, debe colocarse un área mínima de armadura de corte, $A_{v,min}$ en todas las secciones donde $V_u > 0{,}5\phi V_c$ exceptuando los casos dados en la ***Tabla 9.6.3.1***. Para estos casos, por lo menos $A_{v,min}$ debe colocarse donde $V_u > \phi V_c$.

9.6.3.3. Se permite ignorar 9.6.3.1 y 9.6.3.2 si se demuestra por medio de ensayos que pueden alcanzarse los valore de M_n y V_n requeridos. Dichos ensayos deben simular los efectos de asentamientos diferenciales, fluencia lenta, contracción, y variación de temperatura, con base en una evaluación realista de la ocurrencia de dichos efectos en condiciones de servicio.

C 9.6.3.3. Cuando se ensaya una viga para demostrar que sus resistencias a corte y flexión son adecuadas, se conocen las verdaderas dimensiones de la viga y las resistencias de los materiales. Por lo tanto, las resistencias de ensayo se consideran las resistencias nominales V_n y M_n. Considerando estas resistencias como nominales se asegura que, si las resistencias reales de los materiales son menores que las especificadas, o que, si las dimensiones del elemento son diferentes, de manera que conduzcan a una reducción de resistencia, se mantiene un margen satisfactorio de seguridad debido al factor de reducción de resistencia, ϕ.

9.6.3.4. Cuando se requiera armadura para corte y 9.5.4.1 permita que los efectos de torsión sean despreciados, $A_{v,min}$ debe cumplir con la ***Tabla 9.6.3.4***.

C 9.6.3.4. Ensayos (Roller and Russell, 1990) han indicado la necesidad de incrementar el área mínima de armadura a corte en la medida que la resistencia del hormigón aumenta para evitar las fallas repentinas de corte cuando se producen fisuras inclinadas. Por lo tanto, las expresiones (a) y (c) de la ***Tabla 9.6.3.4*** llevan a un incremento gradual del área mínima de la armadura transversal en la medida que la resistencia del hormigón aumenta. Las expresiones (b) y (d) de la ***Tabla 9.6.3.4*** conducen a un área mínima de armadura transversal independiente de la resistencia del hormigón y controlan para resistencias del hormigón menores a ***30 MPa***.

Ensayos (Olesen et al., 1967) de vigas pretensadas con una armadura mínima en el alma basada en 9.6.3.4 han indicado que la menor área A_v de las obtenidas por medio de las expresiones (c) y (e) es suficiente para desarrollar un comportamiento dúctil. La ecuación (e) se trata en (Olesen et al., 1967).

Tabla 9.6.3.4. $A_{v,min}$ **requerido**

Tipo de viga	$A_{v,min}$ / s		
No pretensadas y pretensadas con $A_{ps}f_{se} < 0{,}4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0{,}062\sqrt{f'_c}\,\frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0{,}35\,\frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Pretensadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0{,}4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	El mayor de: $0{,}062\sqrt{f'_c}\,\frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		El mayor de: $0{,}35\,\frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80\,f_{yt}\,d}\sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

9.6.4. Armadura mínima para torsión

9.6.4.1. Debe colocarse un área mínima de armadura para torsión en todas las secciones donde $T_u \geq \phi T_{th}$ de acuerdo con 22.7.

9.6.4.2. Cuando se requiere armadura de torsión, la armadura transversal mínima $(A_v + 2A_t)_{min} / s$ debe ser la mayor de (a) y (b).

(a) $0{,}062\sqrt{f'_c}\,\frac{b_w}{f_{yt}}$

(b) $0{,}35\,\frac{b_w}{f_{yt}}$

9.6.4.3. Cuando se requiere armadura de torsión, la armadura longitudinal mínima $A_{\ell,min}$ debe ser la menor entre (a) y (b).

(a) $\frac{0{,}42\sqrt{f'_c}\,A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$

(b) $\frac{0{,}42\sqrt{f'_c}\,A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0{,}175\,b_w}{f_{yt}}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$

C 9.6.4. Armadura mínima para torsión

C 9.6.4.2. Deben notarse las diferencias en la definición de A_v y A_t. A_v es el área de dos ramas de un estribo cerrado mientras que A_t es el área de una sola rama de un estribo cerrado. Cuando un grupo de estribos tiene más de dos ramas, sólo se consideran las ramas adyacentes a los lados de la viga, como se indica en C 9.5.4.3.

Ensayos (Roller and Russell, 1990) de vigas de hormigón de alta resistencia indican la necesidad de incrementar el área mínima de armadura para corte con el fin de evitar fallas por corte cuando se presenta fisuración inclinada. Aunque existe un número limitado de ensayos de vigas con hormigón de alta resistencia sometidas a torsión, la ecuación para el área mínima de estribos cerrados transversales se ha hecho congruente con los cálculos requeridos para la armadura mínima para corte.

C 9.6.4.3. En vigas sometidas a corte y torsión combinados, el momento de fisuración torsional decrece con el corte aplicado, lo que lleva a una reducción en la armadura a torsión requerida para prevenir una falla frágil inmediatamente después de la fisuración. Vigas de hormigón armado ensayadas a torsión pura con una armadura para torsión menor del ***1 %*** en volumen fallaron cuando se alcanzó la fisuración torsional (MacGregor and Ghoneim, 1995). La ecuación 9.6.4.3(a) se basa en una relación 2:1 entre la tensión de torsión y la tensión de corte, lo cual conduce a una relación volumétrica de aproximadamente ***0,5 %*** (Hsu, 1968). Ensayos de vigas de hormigón pretensado demostraron que se requiere una cantidad similar de armadura longitudinal.

9.7. DETALLADO DE LA ARMADURA

C 9.7. DETALLADO DE LA ARMADURA

9.7.1. Generalidades

9.7.1.1. El recubrimiento de hormigón de la armadura debe cumplir con 20.5.1.

9.7.1.2. Las longitudes de anclaje de la armadura conformada y de pretensado deben calcularse de acuerdo con 25.4.

9.7.1.3. Los empalmes de la armadura conformada deben cumplir con 25.5.

9.7.1.4. A lo largo de las longitudes de anclaje y de empalme por yuxtaposición de las barras longitudinales con f_y ***> 500 MPa***, debe colocarse armadura transversal de tal manera que K_{tr} no sea menor que $0{,}5d_b$.

9.7.1.5. Los paquetes de barras deben cumplir con 25.6.

9.7.2. Separación de la armadura

C 9.7.2. Separación de la armadura

9.7.2.1. La separación mínima s debe cumplir con 25.2.

9.7.2.2. En vigas no pretensadas y en vigas pretensadas Clase C, la separación de la armadura longitudinal adherida más cercana a la cara en tracción no debe ser mayor al valor s requerido en 24.3.

9.7.2.3. En vigas no pretensadas y en vigas pretensadas Clase C, con h mayor de ***900 mm***, debe colocarse una armadura superficial longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales de la viga dentro de una longitud $h/2$ medida desde la cara en tracción. La separación de la armadura superficial no debe ser mayor del valor s indicado en 24.3.2, donde c_c es el recubrimiento libre medido desde la superficie de la armadura superficial a la cara lateral. Se puede incluir la armadura superficial en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones.

C 9.7.2.3. En vigas relativamente altas debería colocarse armadura longitudinal cerca de las caras verticales en la zona de tracción con el fin de controlar la fisuración en el alma (Frantz and Breen, 1980; Frosch, 2002) como se aprecia en la ***Figura C 9.7.2.3***. Si no se coloca esta armadura auxiliar, el ancho de las fisuras en el alma puede exceder el ancho de las fisuras a la altura de la armadura de tracción por flexión.

No se especifica el diámetro de la armadura superficial; las investigaciones han demostrado que la separación, más que el tamaño de las barras, es de primordial importancia (Frosch, 2002). Típicamente se colocan barras desde ***10 mm*** hasta ***16 mm*** de diámetro, o malla electrosoldada con un área mínima de ***210 mm^2 por m*** de altura.

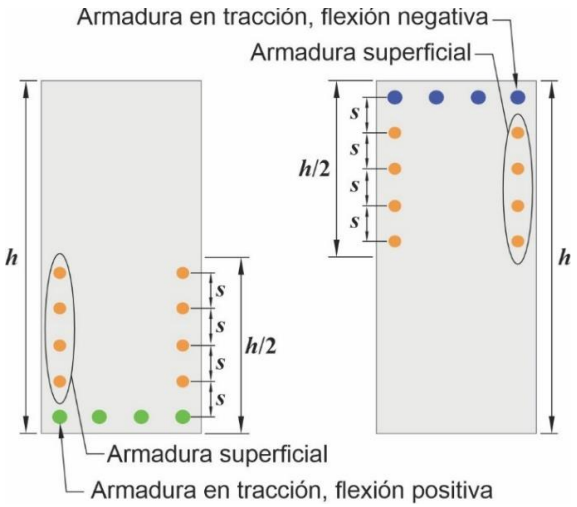


Figura C 9.7.2.3. *Armadura superficial para vigas y viguetas con* ***h > 900 mm***

9.7.3. Armadura a flexión en vigas no pretensadas

C 9.7.3. Armadura a flexión en vigas no pretensadas

9.7.3.1. La fuerza a tracción o compresión calculada en la armadura en cada sección de la viga debe ser anclada hacia cada lado de dicha sección.

9.7.3.2. Las secciones críticas para el anclaje de la armadura son los puntos donde se presentan solicitaciones máximas y los puntos dentro del vano donde la armadura a tracción doblada o finalizada ya no es necesaria para resistir flexión.

C 9.7.3.2. Anteriormente, una de las secciones críticas se definía dónde termina o se dobla la armadura adyacente. Posteriormente, esta sección crítica se redefinió "donde la armadura a tracción doblada o finalizada ya no es necesaria para resistir flexión".

En la ***Figura C 9.7.3.2***, las secciones críticas para una viga continua típica se indican con una "c" en los puntos de solicitación máxima o una "x" donde la armadura a tracción doblada o finalizada ya no es necesaria para resistir flexión. Para carga uniforme, la armadura positiva que se extiende dentro del apoyo es probable que esté controlada por los requisitos de 9.7.3.8.1 ó 9.7.3.8.3 y no por consideraciones de la longitud de anclaje medida a partir del punto de momento máximo o del punto de terminación de las barras.

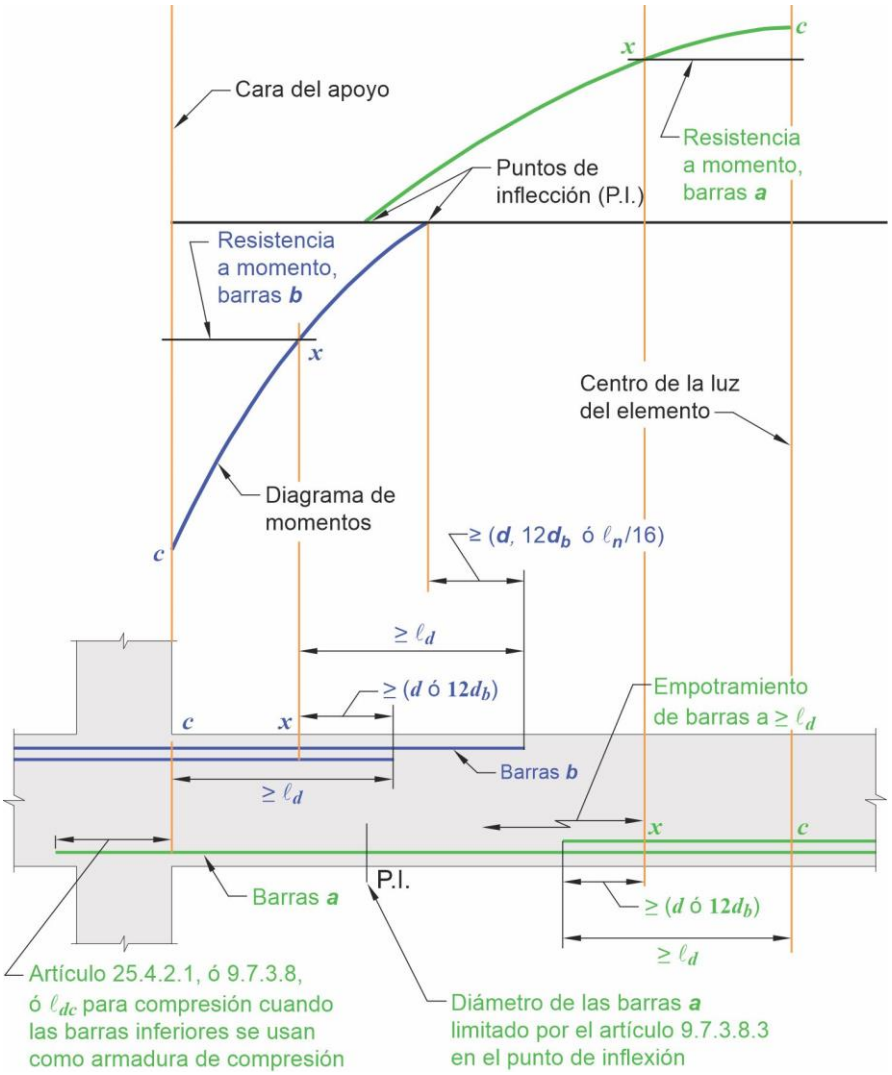


Figura C 9.7.3.2. *Longitud de anclaje de la armadura por flexión en una viga continua típica.*

9.7.3.3. La armadura se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesaria para resistir flexión, en una longitud igual al mayor entre d y $12d_b$, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en los extremos libres de voladizos.

C 9.7.3.3. Los diagramas de momentos que generalmente se utilizan en el cálculo son aproximados; pueden producirse algunas desviaciones en la ubicación de los momentos máximos debido a cambios en las cargas, asentamientos de los apoyos, cargas laterales u otras causas. Una fisura de tracción diagonal en un elemento a flexión sin estribos puede cambiar la ubicación de la tensión de tracción calculada, aproximadamente una longitud d, hacia un punto de momento igual a cero. Cuando se colocan estribos, este efecto es menos severo, aunque en cierta medida sigue estando presente.

Para tener en cuenta las variaciones en la ubicación de los momentos máximos, el Reglamento requiere la extensión de la armadura en una longitud d ó $12d_b$ más allá del punto donde se calcula que ya no se requiere para resistir la flexión, excepto en los casos mencionados. En la ***Figura C 9.7.3.2*** se ilustran los puntos de terminación de las barras para cumplir con este requisito. Cuando se usan barras de diferentes diámetros, la prolongación debería hacerse de acuerdo con el diámetro de la barra que se esté terminando.

9.7.3.4. La armadura continua en tracción por flexión debe tener una longitud embebida no menor que ℓ_d más allá del punto en donde la armadura doblada o finalizada ya no se requiere para resistir la flexión.

C 9.7.3.4. Donde se terminan barras adyacentes en zonas en tracción se presentan picos en las tensiones en las barras restantes. En la ***Figura C 9.7.3.2*** se usa la letra "x" para indicar los puntos donde la armadura de tracción terminada ya no es necesaria para resistir flexión. Si las barras fueran terminadas en esta ubicación (la ubicación requerida de la terminación está más allá de la ubicación "x", según 9.7.3.3), las tensiones máximas en las barras continuas alcanzarían f_y en el punto "*x*", lo cual requiere una prolongación ℓ_d completa como se indica.

9.7.3.5. La armadura en tracción por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se cumpla con (a), (b) o (c).

(a) $V_u \le (2/3)\phi V_n$ en el punto de terminación;

(b) Para barras de ***32 mm*** de diámetro y menores, cuando la armadura que continúa aporta el doble del área requerida por flexión en el punto de terminación y $V_u \le (3/4)\phi V_n$;

(c) Se coloca un área de estribos o estribos cerrados de confinamiento que excede lo requerido para corte y torsión a lo largo de cada barra que termina en una longitud medida a partir del punto de terminación de la armadura igual a $(3/4)d$. El área en exceso de estribos o estribos cerrados de confinamiento debe ser al menos $0{,}41 b_w s/f_{yt}$. La separación s no debe exceder $d/(8\beta_b)$.

C 9.7.3.5. Se han informado evidencias de reducción de la resistencia a corte y de pérdida de ductilidad cuando se terminan las barras en una zona en tracción, como se muestra en la ***Figura C 9.7.3.2***. Como resultado, el Reglamento no permite que la armadura por flexión termine en zonas de tracción, a menos que se cumplan ciertas condiciones adicionales. En zonas de tracción, las fisuras por flexión tienden a abrirse a niveles bajos de carga donde se termina cualquier armadura. Si la tensión en la armadura que continúa y la resistencia al corte se aproximan ambos a sus valores límites, las fisuras de tracción diagonal tienden a desarrollarse prematuramente a partir de las fisuras de flexión. Es poco probable que las fisuras diagonales se formen en donde la tensión al corte es baja (ver artículo 9.7.3.5(a)) o donde la tensión de la armadura a flexión es baja (9.7.3.5(b)). Las fisuras diagonales se pueden restringir disminuyendo la separación de los estribos (9.7.3.5(c)). Estos requisitos no se aplican a empalmes en tracción, los cuales están cubiertos por 25.5.

9.7.3.6. Se debe aportar un anclaje adecuado para la armadura en tracción en donde la tensión en la armadura no es directamente proporcional al momento, como ocurre en vigas inclinadas, escalonadas o de sección variable, o en elementos en los cuales la armadura de tracción no es paralela a la cara de compresión.

9.7.3.7. Se permite anclar la armadura de tracción doblándola dentro del alma para anclarla o hacerla continua con la armadura de la cara opuesta de la viga.

C 9.7.3.7. Una barra doblada hacia la cara opuesta de la viga y continuada allí puede ser considerada efectiva para cumplir con 9.7.3.3 hasta el punto donde la barra cruza la media altura del elemento.

9.7.3.8. Terminación de la armadura

C 9.7.3.8. Terminación de la armadura

9.7.3.8.1. En los apoyos simples, por lo menos un tercio de la armadura máxima para momentos positivos se debe prolongar a lo largo de la cara inferior de la viga dentro del apoyo por lo menos ***150***

C 9.7.3.8.1. Se requiere que la armadura para momento positivo se prolongue dentro del apoyo, con el fin de tener en cuenta cambios en los momentos debidos a variaciones en la carga, asentamiento de los apoyos y cargas laterales.

mm, excepto en vigas prefabricadas, en las cuales esta armadura debe extenderse al menos hasta el centro de la longitud del apoyo.

Esto también aumenta la integridad estructural.

Para vigas prefabricadas, se deberían considerar las tolerancias y el recubrimiento de la armadura para evitar apoyarlas sobre hormigón simple donde la armadura se ha discontinuado.

9.7.3.8.2. En otros apoyos, por lo menos un cuarto de la armadura máxima para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la cara inferior de la viga por lo menos ***150 mm*** dentro del apoyo, y si la viga forma parte del sistema principal de resistencia a cargas laterales, debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

C 9.7.3.8.2. Para vigas que sean parte del sistema de resistencia ante cargas laterales, se requiere el anclaje de la armadura para momento positivo para suministrar ductilidad en el caso de una reversión de momentos.

9.7.3.8.3. En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, el diámetro d_b de la armadura en tracción que resiste momentos positivos debe limitarse de manera que ℓ_d para esa armadura cumpla con (a) o (b). Cuando la armadura termina más allá del centro del apoyo con un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente al menos a un gancho estándar, no es necesario cumplir con (a) o (b).

(a) $\ell_d \leq (1{,}3M_n/V_u + \ell_a)$ cuando los extremos de la armadura estén confinados por una reacción de compresión.

(b) $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$ cuando los extremos de la armadura no estén confinados por una reacción de compresión.

M_n se calcula suponiendo que toda la armadura de la sección está sometida a f_y y V_u se calcula en la sección. En el apoyo, ℓ_a es la longitud embebida más allá del centro del apoyo. En el punto de inflexión, ℓ_a es la longitud embebida más allá del punto de inflexión y está limitada al mayor valor entre d y $12d_b$.

C 9.7.3.8.3. El diámetro de la armadura para momentos positivos se debe limitar para asegurar que las barras se anclen en una distancia lo suficientemente corta de modo que la capacidad del momento positivo sea mayor que el momento aplicado en toda la longitud de la viga. Como se aprecia en la ***Figura C 9.7.3.8.3(a)***, la pendiente del diagrama del momento es V_u mientras que la pendiente de anclaje del momento es M_n / ℓ_d , donde M_n es la resistencia nominal a flexión de la sección transversal. Al dimensionar la armadura de modo que la pendiente de capacidad M_n / ℓ_d iguale o exceda la pendiente de demanda, V_u , se garantiza el anclaje adecuado. Por lo tanto, M_n/V_u representa la longitud de anclaje disponible. En condiciones de apoyo favorables, se permite un ***30 %*** de aumento para M_n / V_u cuando los extremos de la armadura estén confinados por una reacción de compresión.

La aplicación de este requisito se encuentra ilustrada en la ***Figura C 9.7.3.8.3(b)*** para apoyos simples y en la ***Figura C 9.7.3.8.3(c)*** para los puntos de inflexión. Por ejemplo, en el apoyo simple de una viga, el diámetro de la barra que se coloque será satisfactorio si ℓ_d , calculado de acuerdo con 25.4.2, no excede $1{,}3M_n/V_u + \ell_a$.

El valor de ℓ_a que debe usarse en los puntos de inflexión está limitado por la altura efectiva del elemento ***d***, o a ***12 diámetros*** de la barra $(12d_b)$, el que sea mayor. La limitación ℓ_a se incluye porque no existen datos de ensayos que demuestren que una longitud larga de anclaje en el extremo sea completamente efectiva para desarrollar una barra donde hay una distancia corta entre un punto de inflexión y un punto de tensión máximo.

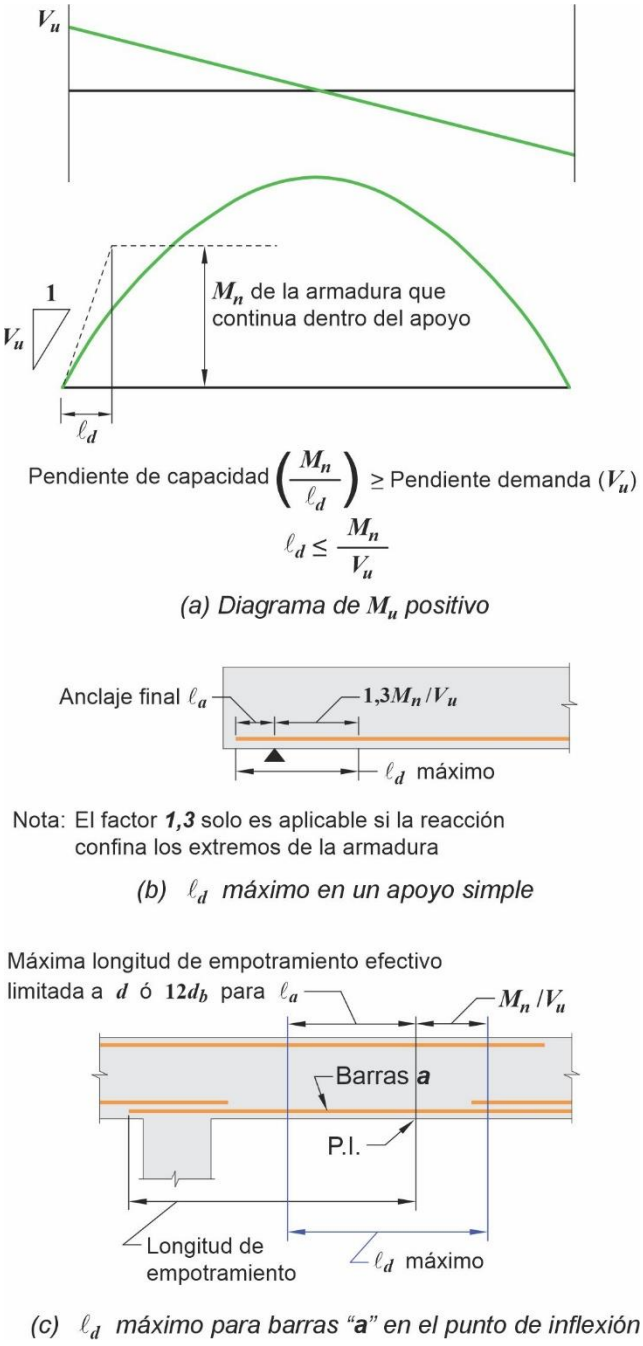


Figura C 9.7.3.8.3. *Determinación del diámetro máximo de la barra de acuerdo con 9.7.3.8.3.*

9.7.3.8.4. Por lo menos un tercio de la armadura para resistir momento negativo en el apoyo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión de al menos el mayor de d , $12d_b$ y $\ell_n/16$.

9.7.4. Armadura a flexión en vigas pretensadas

C 9.7.4. Armadura a flexión en vigas pretensadas

9.7.4.1. Los cordones externos deben conectarse al elemento de hormigón de manera tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los cordones y el centro de gravedad del hormigón para todo el intervalo de flechas previstas del elemento.

C 9.7.4.1. Los cordones externos son a menudo acoplados al elemento de hormigón en varios puntos entre los anclajes, tales como a media luz, o a los cuartos o los tercios de ésta, para lograr efectos de balanceo de cargas, alineamiento de cordones o para solucionar problemas de vibración de los cordones. Debería prestarse atención a los efectos causados por el cambio en el trazado del cordón en

relación con el centro de gravedad del hormigón a medida que el elemento se deforma bajo los efectos del postensado y de las cargas aplicadas.

9.7.4.2. Cuando se coloca armadura no pretensada para cumplir con requisitos de resistencia a flexión, se deben cumplir los requisitos de 9.7.3.

C 9.7.4.2. La armadura no pretensada debe estar convenientemente anclada para que se desarrollen las fuerzas de las cargas mayoradas. Los requisitos de 9.7.3 garantizan que la armadura adherida, que se requiere para la resistencia a flexión bajo cargas mayoradas, esté anclada de manera adecuada para desarrollar las fuerzas de tracción o de compresión.

9.7.4.3. Terminación de la armadura pretensada

9.7.4.3.1. Las zonas de anclajes postesados se deben dimensionar y detallar según 25.9.

9.7.4.3.2. Los anclajes y conectores de postensado se deben dimensionar y detallar de acuerdo con 25.8.

9.7.4.4. Terminación de la armadura conformada en vigas con cordones no adheridos

C 9.7.4.4. Terminación de la armadura conformada en vigas con cordones no adheridos

9.7.4.4.1. La longitud de la armadura conformada requerida en 9.6.2.3 debe cumplir con (a) y (b).

(a) En regiones de momento positivo, la longitud de la armadura debe ser al menos $\ell_n/3$ y estar centrada en esa zona.

(b) En regiones de momento negativo, la armadura debe prolongarse al menos $\ell_n/6$ a cada lado de la cara de apoyo.

C 9.7.4.4.1. Se aplican las longitudes mínimas para la armadura adherida requeridas en 9.6.2.3. Investigaciones (Odello and Mehta, 1967) sobre vanos continuos demuestran que estas longitudes mínimas aportan un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio y cargas mayoradas.

9.7.5. Armadura longitudinal a torsión

C 9.7.5. Armadura longitudinal a torsión

9.7.5.1. Cuando se requiera armadura de torsión, la armadura longitudinal para torsión debe estar distribuida a lo largo del perímetro de estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinamiento con una separación máxima de ***300 mm***. La armadura longitudinal debe estar dentro de los estribos o estribos cerrados de confinamiento y debe colocarse al menos una barra longitudinal o cordón en cada esquina.

C 9.7.5.1. La armadura longitudinal es necesaria para resistir la suma de las fuerzas de tracción longitudinales debidas a la torsión. Dado que la fuerza actúa a lo largo del eje baricéntrico de la sección, el centro de gravedad de la armadura longitudinal adicional para torsión debería coincidir aproximadamente con el centro de gravedad de la sección. El Reglamento logra esto al requerir que la armadura longitudinal para torsión sea distribuida alrededor del perímetro de los estribos cerrados. Se requieren barras longitudinales o cordones en cada esquina del estribo para aportar anclaje a las ramas del estribo. Se ha encontrado que las barras en las esquinas son efectivas para desarrollar la resistencia torsional y controlar las fisuras.

9.7.5.2. Las barras longitudinales para torsión deben tener un diámetro de al menos ***0,042 veces*** la separación de la armadura transversal, pero no menos de ***10 mm***.

9.7.5.3. La armadura longitudinal para torsión debe extenderse en una longitud de al menos $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

C 9.7.5.3. La distancia $(b_t + d)$, más allá del punto requerido teóricamente para la armadura torsional, es mayor que la usada para la armadura de corte y flexión debido a que las fisuras por tracción diagonal debidas a la

torsión se desarrollan con un patrón helicoidal. La misma longitud se requiere en 9.7.6.3.2 para la armadura transversal para torsión.

9.7.5.4. La armadura longitudinal de torsión se debe anclar en la cara del apoyo de ambos extremos de la viga.

C 9.7.5.4. La armadura longitudinal de torsión requerida en el apoyo debería anclarse adecuadamente dentro de él. Se debería disponer suficiente longitud embebida más allá de la cara interna del apoyo para anclar la fuerza de tracción de las barras o cordones. Para barras, esto puede requerir el uso de ganchos o barras en forma de U yuxtapuestas con la armadura horizontal de torsión.

9.7.6. Armadura transversal

C 9.7.6. Armadura transversal

9.7.6.1. Generalidades

9.7.6.1.1. La armadura transversal debe colocarse de acuerdo con esta sección. Debe cumplirse con los requisitos más restrictivos.

9.7.6.1.2. Los detalles para la armadura transversal deben cumplir con 25.7.

9.7.6.2. Corte

C 9.7.6.2. Corte

9.7.6.2.1. Cuando se requiera, la armadura de corte debe consistir de estribos, estribos cerrados de confinamiento o barras longitudinales dobladas.

C 9.7.6.2.1. Si una viga de hormigón armado es construida monolíticamente con una viga que le da apoyo e intersecta una o ambas caras de la viga que le da apoyo, la superficie inferior de la viga que da apoyo puede estar expuesta a una falla prematura a menos que se coloque armadura transversal adicional, comúnmente llamados estribos para el sostenimiento de vigas secundarias, (Mattock and Shen, 1992). La armadura de suspensión (***Figura C 9.7.6.2.1***) colocada adicionalmente al resto de la armadura transversal, se coloca para transferir el corte del extremo de la viga apoyada. Las investigaciones indican que si la parte inferior de la viga apoyada está localizada a media altura o por encima de la viga que le da apoyo o si el corte mayorado transferido desde la viga apoyada es menor que $\mathbf{0{,}25}\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$, no se necesita armadura de suspensión.

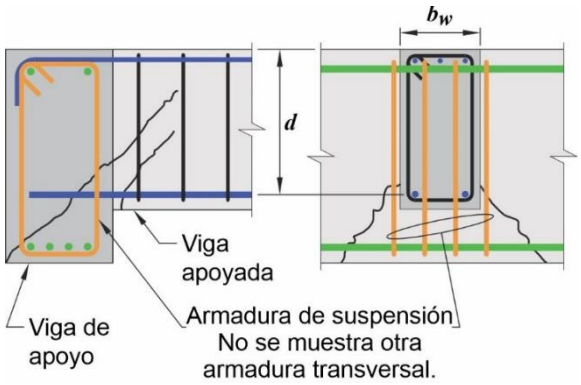


Figura C 9.7.6.2.1. *Armadura de suspensión para transferencia de corte*

9.7.6.2.2. La separación máxima de ramas de la armadura de corte a lo largo de la longitud del elemento y a través del ancho del elemento debe cumplir con la ***Tabla 9.7.6.2.2***.

C 9.7.6.2.2. Una separación reducida de los estribos a través del ancho de la viga asegura una transferencia más uniforme de la compresión diagonal del alma de la viga, mejorando su capacidad al corte. Ensayos de laboratorio de

Tabla 9.7.6.2.2. Separación máxima para las ramas de la armadura de corte

V_s requerido		s máximo, mm			
		Viga no pretensada		Viga pretensada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$\leq 0{,}33\sqrt{f'_c}\,b_w d$	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		400 mm			
$> 0{,}33\sqrt{f'_c}\,b_w d$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		200 mm			

9.7.6.2.3. Tanto los estribos inclinados como la armadura longitudinal doblada para actuar como armadura de corte deben estar espaciados de manera tal que cada línea a ***45º*** que se extienda $d/2$ hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, hasta la armadura longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de armadura de corte.

9.7.6.2.4. Las barras longitudinales dobladas para trabajar como armadura de corte, si se extienden dentro de una zona de tracción, deben ser continuas con la armadura longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse $d/2$ más allá de la mitad de la altura del elemento.

9.7.6.3. Torsión

9.7.6.3.1. Cuando se requiera, la armadura transversal para torsión debe consistir de estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinamiento.

9.7.6.3.2. La armadura transversal para torsión debe disponerse en una longitud de al menos $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

9.7.6.3.3. La separación de la armadura transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre $p_h/8$ y ***300 mm***.

elementos anchos con separación grande entre las ramas de la armadura de corte a través del ancho del elemento indican que la capacidad al corte nominal no siempre se logra (Leonhardt and Walther, 1964; Anderson and Ramírez, 1989; Lubell, 2009). La intención de estos requisitos es que se coloquen múltiples ramas de estribo a través del ancho en vigas anchas y losas en una dirección que requieran estribos.

C 9.7.6.3. Torsión

C 9.7.6.3.1. Se requieren estribos cerrados debido a que la fisuración inclinada causada por torsión puede producirse en todas las caras del elemento.

En el caso de secciones sujetas principalmente a torsión, el recubrimiento de hormigón sobre los estribos se descascara con momentos torsionales altos (Mitchell and Collins, 1976). Esto vuelve a los estribos empalmados por yuxtaposición inefectivos, conduciendo a una falla prematura por torsión (Behera and Rajagopalan, 1969). Por lo tanto, no deberían usarse estribos cerrados hechos con un par de estribos en U empalmados por yuxtaposición entre sí.

C 9.7.6.3.2. La longitud $(b_t + d)$, más allá del punto requerido para la armadura torsional, es mayor que la usada para la armadura de corte y flexión debido a que las fisuras por tracción diagonal debidas a la torsión se desarrollan en un patrón helicoidal. En 9.7.5.3 se requiere la misma distancia para la armadura longitudinal de torsión.

C 9.7.6.3.3. La separación de los estribos transversales para torsión se limita para asegurar el desarrollo de la resistencia torsional de la viga, prevenir la excesiva pérdida de rigidez torsional después de la fisuración, y

9.7.6.3.4. En secciones huecas, la distancia desde el eje de la armadura transversal para torsión hasta la cara interior de la pared de la sección hueca debe ser al menos $0{,}5A_{oh} / p_h$.

9.7.6.4. Arriostramiento lateral de la armadura de compresión

9.7.6.4.1. Debe colocarse armadura transversal a lo largo de toda la distancia donde se requiera armadura longitudinal a compresión. Se debe aportar arriostramiento lateral a la armadura longitudinal de compresión mediante el uso de estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 9.7.6.4.2 hasta 9.7.6.4.4.

9.7.6.4.2. El diámetro de la armadura transversal debe ser al menos el indicado en la ***Tabla 9.7.6.4.2***. Se permite el uso de malla electrosoldada con un área equivalente.

Tabla 9.7.6.4.2. Diámetros mínimos d_{be} de los estribos de la armadura de compresión

Barras longitudinales, d_b	Diámetros mínimos de los estribos, d_{be} (mm)
$d_b \leq$ 16 mm	6
16 mm < $d_b \leq$ 25 mm	8
25 mm < $d_b \leq$ 32 mm	10
$d_b >$ 32 mm paquetes de barras	12
Se podrá utilizar alambre conformado o malla soldada de alambre con un área equivalente	

9.7.6.4.3. La separación de la armadura transversal no debe exceder al menor de (a) hasta (c):

(a) $16d_b$ de barra longitudinal

(b) $48d_{be}$ de barra o alambre transversal,

(c) La menor dimensión de la viga.

9.7.6.4.4. La armadura longitudinal a compresión debe disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga arriostramiento lateral aportado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de ***135º***, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de $15d_{be}$ o ***150 mm*** libres a cada lado de esa barra arriostrada lateralmente, medidos a lo largo de la armadura transversal.

controlar los anchos de fisura. Para una sección transversal cuadrada la limitación p_h **/8** requiere estribos a una distancia aproximada de ***d*/2**, lo cual es congruente con 9.7.6.2.

C 9.7.6.3.4. La armadura transversal a torsión, en una sección hueca, debería estar localizada en la mitad exterior del espesor de la pared efectiva para torsión y el espesor de la pared puede tomarse como A_{oh} / p_h.

C 9.7.6.4. Arriostramiento lateral de la armadura de compresión

C 9.7.6.4.1. La armadura a compresión en vigas debería estar rodeada por armadura transversal para inhibir su pandeo.

9.7.7. Armadura de integridad estructural de vigas construidas in situ

C 9.7.7. Armadura de integridad estructural de vigas construidas in situ

La experiencia ha demostrado que la integridad total de una estructura puede mejorarse substancialmente haciendo cambios menores en los detalles de la armadura y las conexiones. La intención de esta sección del Reglamento es mejorar la redundancia y la ductilidad en las estructuras de modo que, en el caso de presentarse un daño a un elemento de apoyo importante o un evento de carga anormal, el daño resultante no se extienda y la estructura tenga una mayor probabilidad de mantener su estabilidad general.

Cuando se daña un apoyo y la armadura superior continua sobre el apoyo no dispone de estribos que la confinen, ésta tiende a desprenderse del hormigón y no aporta la acción de catenaria necesaria para generar un efecto de puente sobre el apoyo dañado. La acción de catenaria puede lograrse haciendo que parte de la armadura inferior sea continua.

Si la altura de una viga continua cambia en el apoyo, la armadura inferior en el elemento más alto debería terminar en el apoyo con un gancho estándar o ser una barra con cabeza, y la armadura inferior del elemento más bajo debería extenderse y anclarse completamente en el elemento más alto.

9.7.7.1. En las vigas localizadas a lo largo del perímetro de la estructura, se debe cumplir con (a) hasta (c) para efectos de la armadura de integridad estructural:

(a) Al menos un cuarto de la armadura de tracción para momento positivo debe ser continua.

(b) Al menos un sexto de la armadura de tracción requerida para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras, debe ser continua.

(c) La armadura longitudinal de integridad debe estar rodeada por estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinamiento a lo largo de la luz libre de la viga.

C 9.7.7.1. El requerimiento de armadura continua arriba y abajo en la sección de las vigas del perímetro o de las vigas dintel, provee una vinculación continua alrededor de la estructura. No es la intención requerir un encadenado a tracción con armadura continua del mismo diámetro alrededor de toda la estructura, sino más bien requerir que la mitad de la armadura superior que cumple el requisito de extenderse más allá del punto de inflexión, de acuerdo con 9.7.3.8.4, se extienda aún más y además se empalme en, o cerca al centro de la luz como lo requiere 9.7.7.5. De igual manera, la armadura en la parte inferior de la sección, que según 9.7.3.8.2 debe extenderse dentro del apoyo, debería continuarse o empalmarse con la armadura inferior del vano adyacente. En apoyos no continuos, la armadura longitudinal se ancla como lo requiere 9.7.7.4.

La ***Figura C 9.7.7.1*** muestra un ejemplo de un estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de las secciones 9.7.7.1(c) y 9.7.7.2(b). El gancho superior de ***90º*** está ubicado del lado de la losa donde está mejor confinado. Los pares de estribos en forma de U yuxtapuestos uno sobre el otro, como se define en 25.7.1.7, no están permitidos en vigas perimetrales o en vigas dintel. En caso de producirse daño al recubrimiento lateral de hormigón, la armadura longitudinal superior puede tender a desgarrarse hacia afuera del hormigón y no estaría adecuadamente contenida por el empalme por yuxtaposición del estribo, ahora sin la acción del recubrimiento. Por lo tanto, la armadura longitudinal superior puede no aportar la acción de catenaria necesaria para servir de puente sobre una región dañada. Además, los estribos en U yuxtapuestos no son efectivos para momentos torsionales altos como se describe en C 9.7.6.3.1.

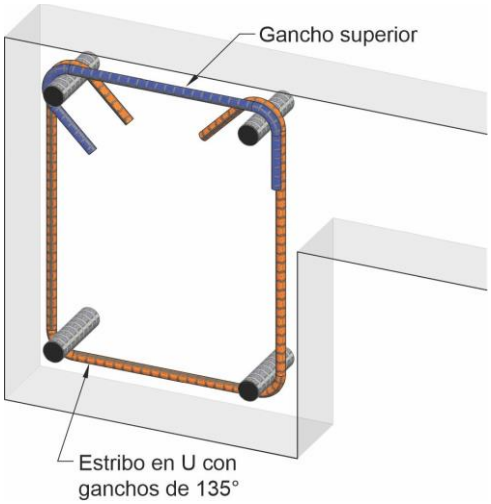


Figura C 9.7.7.1. *Ejemplo de estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de 9.7.7.1(c) y 9.7.7.2(b).*

9.7.7.2. En vigas distintas a las del perímetro, la armadura para la integridad estructural debe cumplir con (a) o (b):

(a) Al menos un cuarto de la armadura máxima para momento positivo, pero no menos de dos barras o cordones, deben ser continuos.

(b) La armadura longitudinal debe estar rodeada por estribos cerrados, que cumplan con 25.7.1.6, o estribos cerrados de confinamiento, a lo largo de la luz libre de la viga.

C 9.7.7.2. En apoyos discontinuos, la armadura longitudinal se ancla según 9.7.7.4.

La ***Figura C 9.7.7.1*** muestra un ejemplo de un estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de 9.7.7.2(b).

9.7.7.3. La armadura longitudinal de integridad estructural debe pasar a través de la región delimitada por la armadura longitudinal de la columna.

C 9.7.7.3. En el caso de tabiques que den soporte vertical, la armadura longitudinal debería pasar a través o ser anclada en el tabique.

9.7.7.4. La armadura longitudinal para integridad estructural en los apoyos no continuos debe anclarse para alcanzar f_y en la cara del apoyo.

9.7.7.5. Cuando se requieran empalmes de la armadura longitudinal de integridad estructural, la armadura debe empalmarse de acuerdo con (a) y (b).

(a) La armadura para momento positivo debe ser empalmada en el apoyo, o cerca de él.

(b) La armadura para momento negativo debe ser empalmada en la mitad de la luz, o cerca de ésta.

9.7.7.6. Los empalmes deben ser empalmes mecánicos o soldados de acuerdo con 25.5.7, o empalmes a tracción por yuxtaposición Clase B de acuerdo con 25.5.2.

9.8. SISTEMAS DE VIGUETAS EN UNA DIRECCIÓN NO PRETENSADAS

C 9.8. SISTEMAS DE VIGUETAS EN UNA DIRECCIÓN NO PRETENSADAS

9.8.1. Generalidades

C 9.8.1. Generalidades

9.8.1.1. La construcción con viguetas no pretensadas consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección.

Las limitaciones empíricas de tamaño y de separación para la construcción con viguetas no pretensadas se basan en el comportamiento satisfactorio utilizando sistemas de encofrado estándar para viguetas observado en el pasado. Para construcción con viguetas pretensadas, esta sección puede ser usada como una guía.

9.8.1.2. El ancho de las nervaduras no debe ser menor de ***100 mm*** en toda su altura.

9.8.1.3. La altura total de las nervaduras no debe ser mayor de ***3,5 veces*** su ancho mínimo.

9.8.1.4. La separación libre entre las nervaduras no debe exceder de ***750 mm***.

C 9.8.1.4. Se requiere un límite en la separación máxima de las nervaduras debido a que se permiten mayores resistencias al corte y un recubrimiento menor de hormigón en estos elementos repetitivos, relativamente pequeños.

9.8.1.5. Se permite que V_c se tome como ***1,1 veces*** el valor calculado de acuerdo con 22.5.

C 9.8.1.5. Este incremento en la resistencia al corte se justifica por: 1) el comportamiento satisfactorio de construcciones con losas nervuradas calculadas con resistencias más altas al corte especificadas en Reglamentos anteriores, las cuales permitían tensiones de corte comparables, y 2) la redistribución de sobrecargas locales a las viguetas adyacentes.

9.8.1.6. Para integridad estructural, al menos una barra de la parte inferior en cada vigueta debe ser continua y debe anclarse para alcanzar f_y en la cara de los apoyos.

9.8.1.7. La losa debe tener una armadura perpendicular a las viguetas que cumpla lo requerido por flexión, considerando concentraciones de carga en caso de que las hubiera, pero no menor a la armadura de contracción y temperatura indicada en 24.4.

9.8.1.8. Las losas nervuradas en una dirección que no cumplan con las limitaciones de 9.8.1.1 hasta 9.8.1.4, deben diseñarse como losas y vigas.

9.8.2. Sistemas de viguetas con rellenos estructurales

9.8.2.1. Cuando se empleen aligeramientos permanentes fabricados con materiales cerámicos u hormigón, con una resistencia unitaria a la compresión al menos igual al f'_c de las viguetas, se debe cumplir con 9.8.2.1.1 y 9.8.2.1.2.

9.8.2.1.1. El espesor de la losa de hormigón sobre los aligeramientos permanentes no debe ser menor a ***1/12*** de la distancia libre entre viguetas, ni menor que ***40 mm***.

9.8.2.1.2. Se puede incluir la pared vertical del elemento de aligeramiento que está en contacto con la vigueta en los cálculos de resistencia al corte y momento negativo. Ninguna otra parte del aligeramiento puede incluirse en los cálculos de resistencia.

9.8.3. Sistemas de viguetas con otros rellenos

9.8.3.1. Cuando se utilicen aligeramientos que no cumplan con 9.8.2.1 o se utilicen encofrados removibles, el espesor de la losa debe ser por lo menos el mayor de ***1/12*** de la distancia libre entre las nervaduras y ***50 mm***.

9.9. VIGAS DE GRAN ALTURA

C 9.9. VIGAS DE GRAN ALTURA

9.9.1. Generalidades

C 9.9.1. Generalidades

9.9.1.1. Las vigas de gran altura son elementos que están cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta de tal manera que elementos con un comportamiento como bielas comprimidas pueda trasmitir las cargas a los apoyos y cumplen con (a) o (b):

(a) La luz libre no excede ***cuatro veces*** la altura total del elemento, h.

(b) Existen cargas concentradas dentro de una distancia igual a $2h$ de la cara del apoyo.

C 9.9.1.1. El comportamiento de las vigas de gran altura se analiza en Schlaich et al. (1987), Rogowsky and MacGregor (1986), Marti (1985), and Crist (1966). Para una viga de gran altura que soporta cargas gravitacionales, estos requisitos aplican si las cargas son aplicadas en la cara superior de la viga y la viga está apoyada en su cara inferior. Cuando las cargas son aplicadas a los costados o en la cara inferior del elemento, se debería usar el método puntal-tensor, como se definen en el ***Capítulo 23***, para diseñar la armadura de modo que transfiera internamente las cargas hacia la parte superior de la viga y las distribuya a los apoyos adyacentes.

9.9.1.2. Las vigas de gran altura deben diseñarse teniendo en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones unitarias horizontales sobre la altura de la viga.

C 9.9.1.2. El Reglamento no contiene requisitos detallados para calcular vigas de gran altura para resistir flexión, excepto que debería considerarse una distribución de deformación específica no lineal. En Chow et al. (1953), Portland Cement Association (1946), and Park and Paulay (1975), se dan guías para el diseño de vigas de gran altura.

9.9.1.3. Los requisitos de 9.9.1.2 pueden cumplirse utilizando el método puntal-tensor de acuerdo con el ***Capítulo 23***.

9.9.2. Limites dimensionales

C 9.9.2. Limites dimensionales

9.9.2.1. Con excepción de lo permitido en 23.4.4, las dimensiones de las vigas de gran altura deben seleccionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_u \leq \phi\, 0{,}83\sqrt{f'_c}\, b_w\, d \qquad (9.9.2.1)$$

C 9.9.2.1. Se impone un límite dimensional para controlar la fisuración bajo cargas de servicio y para resguardo contra fallas por compresión diagonal en las vigas de gran altura.

9.9.3. Límites de la armadura

C 9.9.3. Límites de la armadura

9.9.3.1. La armadura distribuida a lo largo de las caras laterales de vigas de gran altura debe ser al menos lo requerido en (a) y (b):

(a) El área de armadura distribuida perpendicular al

C 9.9.3.1. Se deben usar los requisitos para las armaduras mínimas de 9.9.3. independientemente de la metodología de diseño, ya que tienen la intención de controlar el ancho y la propagación de las fisuras inclinadas. Ensayos (Rogowsky and MacGregor, 1986; Marti, 1985; Crist,

eje longitudinal de la viga, A_v , debe ser al menos $0{,}0025 b_w s$, donde s es la separación de la armadura transversal distribuida.

(b) El área de armadura distribuida paralela al eje longitudinal de la viga, A_{vh} , debe ser al menos $0{,}0025 b_w s_2$ donde s_2 es la separación de la armadura longitudinal distribuida.

9.9.3.2. El área mínima de armadura a flexión en tracción, $A_{s,min}$, debe determinarse de acuerdo con 9.6.1.

1966) han demostrado que la armadura vertical para corte, perpendicular al eje longitudinal del elemento, es más efectiva para la resistencia al corte que la armadura para corte horizontal, paralelo al eje longitudinal del elemento, en una viga de gran altura, pero la armadura mínima especificada es la misma en ambas direcciones para controlar el crecimiento y ancho de fisuras diagonales.

9.9.4. Detallado de la armadura

C 9.9.4. Detallado de la armadura

9.9.4.1. El recubrimiento de hormigón debe cumplir con 20.5.1.

9.9.4.2. La separación mínima de la armadura longitudinal debe cumplir con 25.2.

9.9.4.3. La separación de la armadura distribuida requerida en 9.9.3.1 no debe exceder el menor de $d/5$ y ***300 mm***.

9.9.4.4. El anclaje de la armadura en tracción debe tener en cuenta que la distribución de tensiones en la armadura no es directamente proporcional al momento flexor.

C 9.9.4.4. En vigas de gran altura, la tensión en la armadura longitudinal es más uniforme a lo largo de la viga que en una viga o región que no es alta. En las vigas de gran altura, las altas tensiones de la armadura, normalmente focalizadas en la región central de una viga típica, pueden prolongarse hacia los apoyos. Por lo tanto, los extremos de la armadura longitudinal pueden requerir anclaje en la forma de ganchos estándar, barras con cabeza, u otro anclaje mecánico en los apoyos.

9.9.4.5. En apoyos simples, la armadura de momento positivo en tracción debe anclarse para alcanzar f_y en la cara del apoyo. Si una viga de gran altura se diseña de acuerdo con el ***Capítulo 23***, la armadura de momento positivo en tracción debe anclarse de acuerdo con 23.8.2 y 23.8.3.

C 9.9.4.5. El uso del método puntal-tensor para el diseño de vigas de gran altura indica que las fuerzas de tracción de la armadura correspondiente al tensor en la cara inferior deben estar ancladas en la cara del apoyo. Debido a esto, la armadura correspondiente al tensor debería ser continua o anclarse en la cara del apoyo (Rogowsky and MacGregor, 1986).

9.9.4.6. En apoyos interiores debe cumplirse con (a) y (b):

(a) La armadura de momento negativo en tracción debe ser continua con la de los vanos adyacentes.

(b) La armadura de momento positivo en tracción debe ser continua o empalmarse con la de los vanos adyacentes.

CAPÍTULO 10. COLUMNAS

10.1. ALCANCE

10.1.1. Los requisitos de este Capítulo se deben aplicar al diseño de columnas no pretensadas y pretensadas, incluyendo pedestales de hormigón armado.

10.1.2. El diseño de pedestales de hormigón simple debe cumplir con el ***Capítulo 14***.

C 10.1. ALCANCE

C 10.1.1. Las columnas compuestas de acero estructural y hormigón no forman parte del alcance de este capítulo. Las columnas compuestas incluyen tanto perfiles de acero estructural embebidos dentro de hormigón armado como secciones huecas de acero estructural llenadas con hormigón. Hasta tanto se emita un documento al respecto, se recomienda consultar el AISC 360, el cual cubre los requisitos de diseño de columnas compuestas.

10.2. GENERALIDADES

C 10.2. GENERALIDADES

10.2.1. Materiales

10.2.1.1. Las propiedades de diseño del hormigón deben cumplir con lo dispuesto en el ***Capítulo 19***.

10.2.1.2. Las propiedades de diseño del acero de la armadura deben cumplir con lo dispuesto en el ***Capítulo 20***.

10.2.1.3. Los requisitos para los materiales, diseño y detalles de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.6.

10.2.2. Conexión con otros elementos

10.2.2.1. Para construcciones in situ, las uniones viga-columna y losa-columna deben cumplir con los requisitos del ***Capítulo 15***.

10.2.2.2. Para la construcción prefabricada, las conexiones deben cumplir con los requisitos de transferencia de fuerzas de 16.2.

10.2.2.3 Las conexiones de las columnas con las fundaciones deben cumplir con los requisitos de 16.3.

10.3. LÍMITES DE DISEÑO

C 10.3. LÍMITES DE DISEÑO

10.3.1. Límites dimensionales

C 10.3.1. Límites dimensionales

La mínima dimensión de una columna hormigonada en obra debe ser ≥ ***200 mm*** y el diámetro de la armadura principal a utilizar debe ser $d_b \geq$ ***12 mm***.

El diámetro de una columna armada con zunchos en espiral debe ser ≥ ***300 mm*** y el diámetro de las barras o alambres de los zunchos debe ser $d_b \geq$ ***10 mm***.

10.3.1.1. En columnas de sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, se puede definir el área bruta considerada, la armadura requerida y la resistencia de cálculo, correspondientes a una sección circular equivalente con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real.

10.3.1.2. En columnas de sección transversal mayor que la requerida por consideraciones de carga, para definir el área bruta considerada, las cuantías requeridas de armadura y la resistencia de cálculo se puede emplear un área efectiva reducida, no menor que la mitad del área total. Este requisito no aplica en columnas de pórticos especiales resistentes a momento diseñados de acuerdo con el ***Capítulo 18***.

C 10.3.1.2. En algunos casos, el área bruta de una columna es mayor que la necesaria para resistir la carga mayorada. En esos casos, la cuantía de armadura mínima puede calcularse en base al área requerida en lugar de considerar el área real, pero la cuantía de armadura vertical no puede ser menor al ***0,5 %*** del área de sección transversal real.

10.3.1.3. En columnas construidas monolíticamente con un tabique de hormigón, los límites exteriores de la sección transversal efectiva de la columna no deben tomarse más de ***40 mm*** por fuera de la armadura transversal.

10.3.1.4. En columnas con dos o más zunchos entrelazados, los límites exteriores de la sección transversal efectiva deben tomarse a partir de una distancia por fuera de los límites externos de los zunchos en espiral, igual al recubrimiento mínimo requerido del hormigón.

10.3.1.5. Cuando se considera un área efectiva reducida, como lo permiten 10.3.1.1 hasta 10.3.1.4, el análisis estructural y el diseño de otras partes de la estructura que interactúan con la columna deben basarse en la sección transversal real.

10.4. RESISTENCIA REQUERIDA

C 10.4. RESISTENCIA REQUERIDA

10.4.1. Generalidades

10.4.1.1. La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el ***Capítulo 5***.

10.4.1.2. La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del ***Capítulo 6***.

10.4.2. Fuerza axial y momento mayorados

C 10.4.2. Fuerza axial y momento mayorados

10.4.2.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, se debe considerar que P_u y M_u ocurren simultáneamente.

C 10.4.2.1. Las combinaciones de carga críticas pueden ser difíciles de identificar sin revisar sistemáticamente cada una de ellas. Como se aprecia en la ***Figura C 10.4.2.1***, considerar solamente las combinaciones de carga mayoradas con fuerza axial máxima (LC1) y con momento de flexión máximo (LC2) no asegura un diseño que cumpla con el Reglamento para otras combinaciones de carga, tales como LC3.

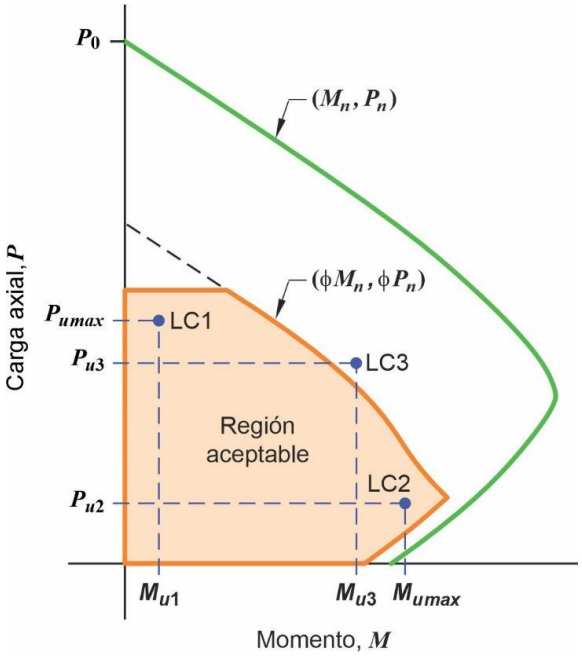


Figura C 10.4.2.1. *Combinación de carga crítica en columnas.*

10.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

C 10.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

10.5.1. Generalidades

C 10.5.1. Generalidades

10.5.1.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de cálculo en todas las secciones a lo largo de la columna debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) hasta (d). Se debe considerar la interacción entre los efectos de las cargas.

(a) $\phi P_n \geq P_u$

(b) $\phi M_n \geq M_u$

(c) $\phi V_n \geq V_u$

(d) $\phi T_n \geq T_u$

C 10.5.1.1. Ver artículo C 9.5.1.1.

10.5.1.2. ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

10.5.2. Fuerza axial y momento

C 10.5.2. Fuerza axial y momento

10.5.2.1. P_n y M_n deben calcularse de acuerdo con 22.4.

10.5.3. Corte

10.5.3.1. V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

10.5.4. Torsión

C 10.5.4. Torsión

10.5.4.1. Cuando $T_u \geq \phi T_{th}$, donde T_{th} se define en 22.7, la torsión se debe considerar de acuerdo con el ***Capítulo 9***.

La torsión actuante en columnas de edificaciones normalmente es despreciable y rara vez controla el diseño de columnas.

10.6. LÍMITES DE LA ARMADURA

C 10.6. LÍMITES DE LA ARMADURA

10.6.1. Armadura longitudinal mínima y máxima

C 10.6.1. Armadura longitudinal mínima y máxima

10.6.1.1. Para columnas no pretensadas y columnas pretensadas con $f_{pe} < 1{,}6$ MPa de valor promedio, el área de armadura longitudinal no debe ser menor que $0{,}01A_g$ ni mayor que $0{,}08A_g$.

C 10.6.1.1. Se establecen los límites para las cuantías mínima y máxima de la armadura longitudinal.

Armadura mínima: La armadura es necesaria para aportar una resistencia a la flexión adecuada, solicitación que puede existir independientemente de los resultados del análisis, y para reducir los efectos de fluencia lenta y contracción del hormigón bajo tensiones de compresión permanentes. La fluencia lenta y la contracción tienden a transferir la carga del hormigón a la armadura, y este aumento en la tensión de la armadura es mayor a medida que se disminuye la cuantía de armadura. Por lo tanto, se impuso un límite a esta cuantía para evitar que la armadura llegue al nivel de fluencia bajo cargas de servicio permanentes (Richart, 1933).

Armadura máxima: Se impone un límite a la cuantía de armadura longitudinal para asegurar que el hormigón pueda compactarse de manera efectiva alrededor de las barras y asegurar que las columnas diseñadas de acuerdo con este Reglamento sean similares a los especímenes de los ensayos con los cuales se calibró el Reglamento. El límite de **0,08** aplica a todas las secciones de la columna, incluyendo las zonas de empalmes de la armadura, y también puede considerarse como un máximo práctico para la armadura longitudinal, en términos de economía y de requisitos de colocación. La cuantía de armadura longitudinal en columnas no debería, en general, exceder ***4 %*** cuando se requiera empalmar por yuxtaposición las barras de la columna, pues la zona de empalmes por yuxtaposición tendrá el doble de armadura si todos los empalmes ocurren en la misma ubicación.

10.6.2. Armadura mínima para corte

C 10.6.2. Armadura mínima para corte

10.6.2.1. Debe colocarse un área mínima de armadura para corte, $A_{v,min}$, en todas las regiones donde $V_u > 0{,}5\phi V_c$.

C 10.6.2.1. El fundamento de la armadura mínima para corte es el mismo para columnas que para vigas. Ver artículo C 9.6.3 para más información.

10.6.2.2. Cuando se requiere armadura para corte, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

(a) $0{,}062\sqrt{f'_c}\,\frac{b_w s}{f_{yt}}$

(b) $0{,}35\,\frac{b_w s}{f_{yt}}$

10.7. DETALLES DE LA ARMADURA

C 10.7. DETALLES DE LA ARMADURA

10.7.1. Generalidades

10.7.1.1. El recubrimiento de hormigón para la armadura debe cumplir con 20.5.1.

10.7.1.2. Las longitudes de anclaje de la armadura conformada y de la armadura pretensadas se deben calcular de acuerdo con 25.4.

10.7.1.3. A lo largo de las longitudes de anclaje y los empalmes por yuxtaposición de barras con f_y > ***500 MPa***, debe colocarse armadura transversal de tal manera que K_{tr} no sea menor de $0{,}5d_b$.

10.7.1.4. Los paquetes de barras se deben detallar de acuerdo con 25.6.

10.7.2. Separación de la armadura

10.7.2.1. La separación mínima, s , debe cumplir con 25.2.

10.7.3. Armadura longitudinal

10.7.3.1. Para columnas no pretensadas y columnas pretensadas con f_{pe} < ***1,6 MPa*** de valor promedio, el número mínimo de barras longitudinales debe cumplir con (a), (b) o (c):

(a) Tres dentro de estribos cerrados triangulares.

(b) Cuatro dentro de estribos cerrados rectangulares o circulares.

(c) Seis para barras rodeadas por zunchos en espiral o para columnas de pórticos especiales resistentes a momento rodeados por estribos cerrados de confinamiento circulares.

C 10.7.3. Armadura longitudinal

10.7.3.1. Se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando las barras están rodeadas por estribos cerrados rectangulares o circulares. Para otras configuraciones de los estribos, debería colocarse una barra longitudinal en cada vértice o esquina y debe proveerse la armadura transversal apropiada. Por ejemplo, las columnas triangulares con estribos requieren un mínimo de tres barras longitudinales, con una barra en cada vértice del estribo cerrado triangular. Para barras rodeadas por zuncho en espiral, se requieren al menos seis barras.

Cuando el número de barras en una disposición circular es menor de ocho, la orientación de las barras afecta significativamente la resistencia a momento de columnas cargadas excéntricamente y esto debería considerarse en el cálculo.

10.7.4. Barras longitudinales dobladas por cambio de sección

10.7.4.1. La pendiente de la parte inclinada de una barra longitudinal doblada por cambio de sección no debe exceder ***1 en 6*** con respecto al eje de la columna. Las partes de la barra que estén por arriba y por debajo de la zona de doblez deben ser paralelas al eje longitudinal de la columna.

10.7.4.2. Cuando la cara de la columna está desalineada ***75 mm*** o más, las barras longitudinales no se deben doblar. Se deben colocar dovelas separadas empalmadas por yuxtaposición con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna.

10.7.5. Empalmes de la armadura longitudinal

C 10.7.5. Empalmes de la armadura longitudinal

10.7.5.1. Generalidades

C 10.7.5.1. Generalidades

10.7.5.1.1. Se permiten los empalmes por yuxtaposición, los empalmes mecánicos, empalmes soldados de filete y empalmes a tope.

10.7.5.1.2. Los empalmes deben cumplir los requisitos de todas las combinaciones de mayoración de carga.

C 10.7.5.1.2. Frecuentemente, la combinación básica de carga gravitacional tiene prioridad en el diseño de la columna misma, pero una combinación de carga que incluya los efectos de viento o sismo puede inducir una tracción mayor en algunas barras de la columna. Todo empalme debería diseñarse para la tracción máxima calculada para la barra.

10.7.5.1.3. Los empalmes de armadura conformada deben cumplir con 25.5 y, si es aplicable, deben cumplir además con 10.7.5.2 para empalmes por yuxtaposición o con 10.7.5.3 para empalmes a tope

C 10.7.5.1.3. Para efectos de calcular ℓ_d para empalmes por yuxtaposición en tracción en columnas con barras desalineadas, la ***Figura C 10.7.5.1.3*** ilustra la separación libre que debe utilizarse.

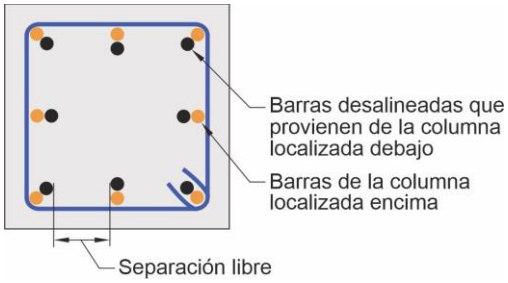


Figura C 10.7.5.1.3. *Barras desalineadas en columnas*

10.7.5.2. Empalmes por yuxtaposición

C 10.7.5.2. Empalmes por yuxtaposición

En columnas sometidas a momento y fuerza axial, pueden ocurrir tensiones de tracción en una cara de la columna para excentricidades grandes y moderadas, como lo muestra la ***Figura C 10.7.5.2***. En caso de ocurrir estas tensiones, 10.7.5.2.2 requiere usar empalmes a tracción.

Los requisitos para los empalmes han sido formulados considerando que un empalme en compresión tiene una resistencia a tracción de al menos $\mathbf{0{,}25}f_y$. Por lo tanto, aún si las barras de las columnas fueron diseñadas para compresión de acuerdo con 10.7.5.2.1, se aporta inherentemente alguna resistencia a tracción.

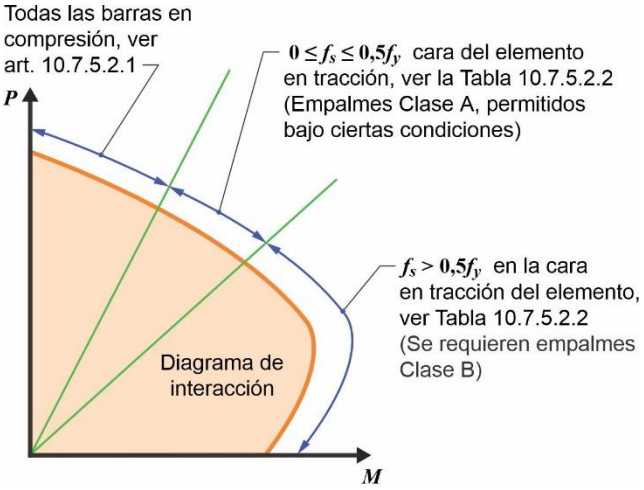


Figura C 10.7.5.2. *Requisitos para empalmes por yuxtaposición en columnas*

10.7.5.2.1. Cuando la fuerza en las barras debida a las cargas mayoradas es de compresión, se permiten los empalmes por yuxtaposición de compresión. Se puede reducir la longitud del empalme por yuxtaposición de compresión de acuerdo con (a) o (b), pero no debe ser menor que ***300 mm***.

(a) En columnas con estribos cerrados, en las cuales los estribos a lo largo de toda la longitud del empalme por yuxtaposición tengan un área efectiva no menor que $0{,}0015\,hs$ en ambas direcciones, se permite multiplicar la longitud del empalme por yuxtaposición por ***0,83***. Las ramas del estribo perpendiculares a la dimensión ***h*** deben usarse para determinar el área efectiva.

(b) En columnas con zunchos en espiral, en los cuales el zuncho a lo largo de toda la longitud de anclaje cumple con 25.7.3, se puede multiplicar la longitud del empalme por yuxtaposición de las barras dentro del zuncho por ***0,75***.

C 10.7.5.2.1. Se permiten longitudes reducidas de empalme por yuxtaposición cuando el empalme está confinado en toda su longitud por un número mínimo de estribos cerrados. Las áreas de las ramas del estribo perpendiculares a cada dirección se calculan por separado. Esto se ilustra en la ***Figura C 10.7.5.2.1***, en donde cuatro ramas son efectivas en una dirección y dos ramas en la otra.

Las longitudes de los empalmes por yuxtaposición en compresión pueden reducirse cuando el empalme por yuxtaposición está confinado en toda su longitud por zunchos en espiral, debido a la mayor resistencia al descascaramiento.

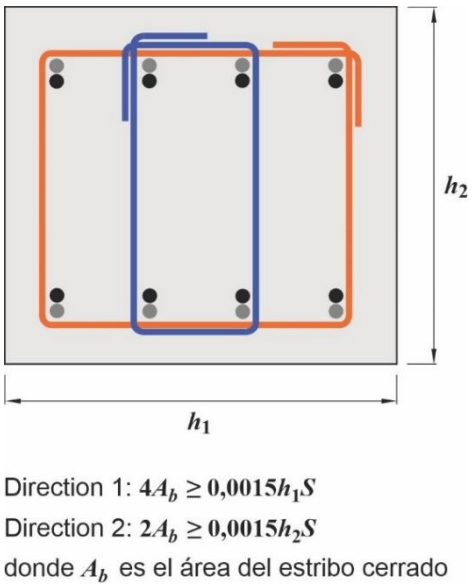


Figura C 10.7.5.2.1. *Ejemplo de aplicación de 10.7.5.2.1(a)*

10.7.5.2.2. Cuando la fuerza en las barras debida a las cargas mayoradas es de tracción, se deben utilizar empalmes por yuxtaposición a tracción de acuerdo con la ***Tabla 10.7.5.2.2***.

Tabla 10.7.5.2.2. Clases de empalmes por yuxtaposición a tracción

Tensión de la barra en tracción	Detalles de yuxtaposición	Tipo de empalme
$\leq 0{,}5f_y$	≤ ***50%*** de las barras se empalman en cualquier sección y los empalmes por yuxtaposición en barras adyacentes están escalonados una distancia ℓ_d como mínimo	Clase A
	Otros	Clase B
$> 0{,}5f_y$	Todos los casos	Clase B

10.7.5.3. Empalmes a tope

C 10.7.5.3. Empalmes a tope

10.7.5.3.1. Si la fuerza en la barra debida a las

C 10.7.5.3.1. Los detalles para empalmes a tope se

cargas mayoradas es de compresión se permite usar empalmes a tope siempre y cuando los empalmes se escalonen o se coloquen barras adicionales en las zonas de empalme. Las barras que continúan en cada cara de la columna deben tener una resistencia a tracción no menor que el producto de la tensión $\mathbf{0,25}f_y$ multiplicada por el área de la armadura vertical en esa cara.

encuentran en 25.5.6.

10.7.6. Armadura transversal

C 10.7.6. Armadura transversal

10.7.6.1. Generalidades

C 10.7.6.1. Generalidades

10.7.6.1.1. La armadura transversal debe cumplir con los requisitos más restrictivos para la separación de la armadura.

10.7.6.1.2. Los detalles de la armadura transversal deben cumplir con 25.7.2 para estribos cerrados, con 25.7.3 para zunchos en espiral o 25.7.4 para estribos cerrados de confinamiento.

10.7.6.1.3. En columnas pretensadas con f_{pe} promedio mayor o igual que ***1,6 MPa***, no es necesario que los estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento cumplan el requisito de $\mathbf{16}d_b$ de separación dado en 25.7.2.1.

10.7.6.1.4. La armadura longitudinal se debe arriostrar lateralmente mediante estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 10.7.6.2 ó mediante zunchos en espiral de acuerdo con 10.7.6.3, a menos que ensayos y análisis estructurales demuestren una resistencia adecuada y factibilidad constructiva.

C 10.7.6.1.4. Todas las barras longitudinales en compresión deberían estar contenidas por la armadura transversal. Cuando las barras longitudinales se dispongan en forma circular, se requiere únicamente un solo estribo circular para la separación especificada. Este requisito puede satisfacerse con un estribo circular continuo (hélice); el paso máximo de la hélice debe ser igual a la separación requerida para estribos cerrados.

Es prudente colocar un juego de estribos en cada extremo de los empalmes de barras por yuxtaposición, arriba y debajo de los empalmes a tope y a una separación mínima inmediatamente debajo las zonas inclinadas de las barras desalineadas.

Las columnas prefabricadas con un recubrimiento menor que ***40 mm***, las columnas pretensadas sin barras longitudinales, las columnas de hormigón con agregado grueso de tamaño pequeño, las columnas que se asemejan a tabiques y otros casos especiales, pueden requerir diseños particulares de la armadura transversal.

10.7.6.1.5. Cuando se coloquen pernos de anclaje en la parte superior de columnas o pedestales, los pernos deben estar rodeados por armadura transversal que también rodee al menos cuatro barras verticales dentro de la columna o pedestal. La armadura transversal debe distribuirse dentro de los ***125 mm*** superiores de la columna o pedestal y debe consistir de estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento con al menos dos estribos de ***12 mm*** de diámetro o tres estribos de ***10 mm*** de diámetro.

C 10.7.6.1.5 y C 10.7.6.1.6. El confinamiento mejora la transferencia de carga desde los pernos de anclaje y acoples mecánicos hacia la columna o pedestal para las situaciones en que el hormigón se pueda fisurar en las cercanías de los pernos y acoples mecánicos. Esta fisuración puede ocurrir debido a fuerzas imprevistas causadas por temperatura, contracción restringida, impactos accidentales durante construcción y efectos similares.

10.7.6.1.6. Si en los extremos de columnas o pedestales se colocan acoples mecánicos o barras extendidas para conexión a un elemento prefabricado, los acoples mecánicos o las barras extendidas deben estar rodeados por armadura transversal. La armadura transversal debe consistir de estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento distribuidos dentro de ***125 mm*** del extremo de la columna o pedestal con al menos dos estribos de ***12 mm*** de diámetro o tres estribos de ***10 mm*** de diámetro.

10.7.6.2. Arriostramiento lateral de las barras longitudinales usando estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento

C 10.7.6.2. Arriostramiento lateral de las barras longitudinales usando estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento

10.7.6.2.1. En cualquier piso, el estribo cerrado o estribo cerrado de confinamiento inferior debe colocarse a una distancia no mayor de la mitad de la separación entre los estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento por encima del borde superior de la zapata o de la losa.

10.7.6.2.2. En cualquier piso, el estribo cerrado o estribo de confinamiento superior debe colocarse a una distancia no mayor de la mitad de la separación entre los estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento debajo de la armadura horizontal más baja de la losa, ábaco o cabezal de corte. Cuando las vigas o cartelas lleguen a todos los lados de la columna, el estribo cerrado superior o estribo cerrado de confinamiento debe colocarse a una distancia no mayor de ***75 mm*** debajo de la armadura horizontal más baja de la viga o cartela de menor altura.

C 10.7.6.2.2. Para columnas rectangulares, cuando las vigas o cartelas lleguen a los cuatro lados de una columna a la misma altura, éstas se consideran que aportan restricción sobre una altura del nudo igual a la de la viga o cartela de menor altura. Para columnas con otras formas, cuando cuatro vigas concurran a la columna desde dos direcciones ortogonales, éstas se consideran que aportan una restricción equivalente.

10.7.6.3. Arriostramiento lateral de las barras longitudinales usando zunchos en espiral

C 10.7.6.3. Arriostramiento lateral de las barras longitudinales usando zunchos en espiral

10.7.6.3.1. En cualquier piso, la parte inferior del zuncho en espiral debe colocarse en la parte superior de la zapata o losa.

10.7.6.3.2. En cualquier piso, la parte superior del zuncho en espiral debe colocarse como se requiere en la ***Tabla 10.7.6.3.2***.

C 10.7.6.3.2. Ver artículo C 10.7.6.2.2

Tabla 10.7.6.3.2. Requisitos para la extensión del zuncho en espiral en la parte superior de la columna

Aporticamiento en el extremo de la columna	Requisitos de la extensión
Con vigas o cartelas en todos los lados de la columna	Debe extenderse hasta el nivel de la armadura horizontal más baja de los elementos soportados por encima.
Sin vigas o cartelas en todos los lados de la columna	Debe colocarse hasta el nivel de la armadura horizontal más baja de los elementos soportados por encima. Deben colocarse estribos cerrados adicionales en la columna por encima de la terminación del zuncho en espiral hasta la parte inferior de la losa, ábaco o cabezal de corte.
Columnas con capiteles	Deben colocarse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea dos veces el de la columna.

10.7.6.4. Arriostramiento lateral para las barras desalineadas por cambio de sección

10.7.6.4.1. Cuando se utilicen barras longitudinales desalineadas por cambio de sección éstas deben contar con soporte horizontal por medio de estribos cerrados, estribos cerrados de confinamiento, zunchos en espiral o partes del sistema de entrepiso, y deben diseñarse para resistir ***1,5 veces*** la componente horizontal de la fuerza calculada en la parte inclinada de la barra doblada.

10.7.6.4.2. En caso de utilizarse armadura transversal para resistir las fuerzas que resultan del doblado, los estribos cerrados, estribos cerrados de confinamiento o zunchos en espiral se deben colocar a una distancia no mayor de ***150 mm*** del doblez.

10.7.6.5. Corte

10.7.6.5.1. Cuando se requiera, debe colocarse armadura para corte usando estribos cerrados, estribos cerrados de confinamiento o zunchos en espiral.

10.7.6.5.2. La separación máxima de la armadura de corte debe cumplir con la ***Tabla 10.7.6.5.2***.

Tabla 10.7.6.5.2. Separación máxima para la armadura de corte

V_s	s máximo, mm		
		Columnas no pretensadas	Columnas pretensadas
$\leq 0{,}33\sqrt{f'_c}\,b_w d$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		400 mm	
$> 0{,}33\sqrt{f'_c}\,b_w d$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		200 mm	

CAPÍTULO 11. TABIQUES

11.1. ALCANCE

11.1.1. Los requisitos de este capítulo se deben aplicar al diseño de tabiques pretensados y no pretensados incluyendo (a) hasta (c):

(a) Construidos in situ.

(b) Prefabricados en planta.

(c) Prefabricados in situ incluyendo tabiques levantados (tilt-up).

11.1.2. El diseño de tabiques estructurales especiales debe cumplir con los lineamientos especificados en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

11.1.3. El diseño de tabiques de hormigón simple debe cumplir con el ***Capítulo 14***.

11.1.4. Los tabiques de contención en voladizo deben diseñarse de acuerdo con el ***Capítulo 13***.

11.1.5. El diseño de tabiques como vigas de fundación debe hacerse de acuerdo con 13.3.5.

11.1.6. Tabiques construidos in situ con encofrados aislantes se permiten en este Reglamento para ser utilizados en edificaciones de uno o dos pisos.

C 11.1. ALCANCE

C 11.1.1. Este capítulo se aplica, generalmente, a tabiques como elementos resistentes a fuerzas verticales y laterales. En este capítulo se incluyen las disposiciones para corte en el plano de tabiques estructurales ordinarios, en contraposición a los tabiques estructurales especiales especificados en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

C 11.1.2. Este Reglamento usa el término "tabique estructural" como sinónimo de "tabique de corte" ("shear wall" en inglés). A pesar de que este Reglamento no define los tabiques de corte, la definición de tabique estructural del ***Capítulo 2*** establece que "un tabique de corte es un tabique estructural."

El ASCE/SEI 7-16 define un tabique estructural como un tabique que cumple con la definición de tabique de carga o de tabique de corte. Un tabique de carga se define como un tabique que soporta una carga vertical mayor que un cierto valor umbral. Un tabique de corte se define como un tabique, de carga o no de carga, diseñado para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano del tabique. Las definiciones del ASCE/SEI 7-16 son ampliamente aceptadas.

C 11.1.6. Este Reglamento no contiene recomendaciones de diseño específicas para tabiques construidos in situ con encofrados aislantes. Hasta tanto se emita un documento al respecto, se pueden consultar el ACI 560R y el PCA 100.

11.2. GENERALIDADES

C 11.2. GENERALIDADES

11.2.1. Materiales

11.2.1.1. Las propiedades de diseño para el hormigón deben seleccionarse de acuerdo con el ***Capítulo 19***.

11.2.1.2. Las propiedades de diseño del acero de la armadura deben seleccionarse de acuerdo con el ***Capítulo 20***.

11.2.1.3. Los requisitos para los materiales, diseño y detalle de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.6.

11.2.2. Conexión a otros elementos

11.2.2.1. Para tabiques prefabricados, las conexiones deben cumplir con los requisitos de 16.2.

11.2.2.2. Las conexiones de tabiques con la fundación deben cumplir con 16.3.

11.2.3. Distribución de la carga

11.2.3.1. A menos que un análisis demuestre lo contrario, la longitud horizontal de un tabique considerada como efectiva para cada carga concentrada no debe exceder la menor de la distancia centro a centro de las cargas, y el ancho del área de apoyo más cuatro veces el espesor del tabique. La longitud horizontal efectiva para los apoyos no debe extenderse más allá de las juntas verticales de tabiques a menos que se hayan diseñado para la transferencia de fuerzas a través de las juntas.

11.2.4. Elementos que intersectan el tabique

11.2.4.1. Los tabiques deben anclarse a los elementos que los intersectan, como entrepisos y cubiertas, columnas, pilastras, contrafuertes, u otros tabiques que los intersecten; y a las zapatas.

11.2.4.2. Para tabiques construidos in situ con $P_u > 0{,}2 f'_c A_g$ la parte del tabique localizada dentro del espesor del sistema de entrepiso debe tener una resistencia especificada a la compresión de al menos $0{,}8 f'_c$ del tabique.

C 11.2.4. Elementos que intersectan el tabique

C 11.2.4.1. Los tabiques que no dependen de elementos que los intersectan para que les aporten apoyo no tienen que estar conectados a dichos elementos. Con frecuencia, los tabiques de contención masivos se separan de los tabiques que los intersectan para poder acomodar las diferencias en deformaciones.

C 11.2.4.2. El factor de ***0,8*** refleja el confinamiento reducido en las juntas tabique-entrepiso comparado con juntas entrepiso-columna bajo carga gravitacionales.

11.3. LÍMITES DE DISEÑO

11.3.1. Espesor mínimo de tabiques

11.3.1.1. El espesor mínimo del tabique debe cumplir con la ***Tabla 11.3.1.1***. Se permiten tabiques más delgados cuando el análisis estructural demuestre que el tabique posee resistencia y estabilidad adecuadas.

C 11.3. LÍMITES DE DISEÑO

C 11.3.1. Espesor mínimo de tabiques

C 11.3.1.1. Los requisitos de espesor mínimo no necesitan aplicarse a tabiques de carga y tabiques exteriores de sótanos y fundaciones diseñados por medio de 11.5.2 ó analizados por medio de 11.8.

Tabla 11.3.1.1. Espesor mínimo del tabique, *h*

Tipo de tabique	Espesor mínimo del tabique, *h*		
De carga [1]	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(b)
No portante	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(d)
Exteriores de sótanos y fundaciones [1]	190 mm		(e)

[1] Sólo se aplica a tabiques diseñados de acuerdo con el método de diseño simplificado de 11.5.3.

11.4. RESISTENCIA REQUERIDA

C 11.4. RESISTENCIA REQUERIDA

11.4.1. Generalidades

C 11.4.1. Generalidades

11.4.1.1. La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el ***Capítulo 5***.

11.4.1.2. La resistencia requerida se debe calcular de acuerdo con los procedimientos de análisis definidos en el ***Capítulo 6***.

11.4.1.3. Los efectos de esbeltez se deben calcular de acuerdo con 6.6.4, 6.7 ó 6.8. De manera alternativa, se permite utilizar el análisis de esbeltez fuera del plano de 11.8 en tabiques que cumplen con los requisitos de esa sección.

C 11.4.1.3. Las fuerzas que normalmente actúan en un tabique se ilustran en la ***Figura C 11.4.1.3***.

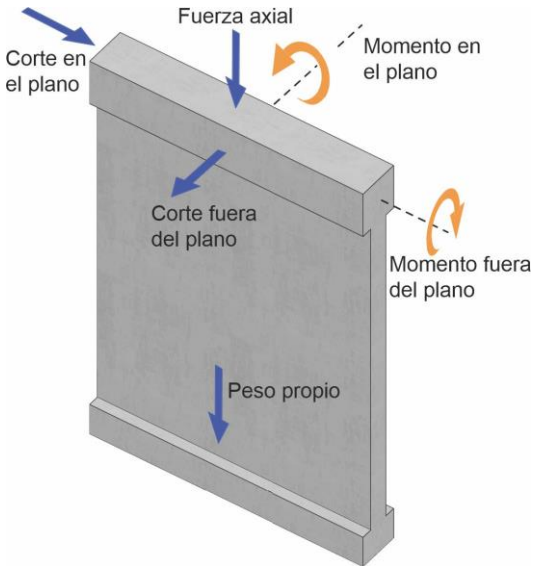


Figura C 11.4.1.3. *Fuerzas dentro y fuera del plano.*

11.4.1.4. Los tabiques deben diseñarse para cargas axiales excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidos.

11.4.2. Fuerza axial y momento mayorados

11.4.2.1. Los tabiques deben diseñarse para el momento máximo mayorado, M_u , que puede acompañar a la fuerza axial mayorada para cada combinación de carga aplicable. La fuerza axial mayorada, P_u , a una excentricidad dada, no debe exceder $\phi P_{n,max}$ donde $P_{n,max}$ debe ser el indicado en 22.4.2.1 y el factor de reducción de la resistencia ϕ debe ser el de secciones controladas por compresión de la ***Tabla 21.2.2***. El momento máximo mayorado M_u debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con 6.6.4, 6.7 ó 6.8.

11.4.3. Corte mayorado

11.4.3.1. Los tabiques deben diseñarse para el esfuerzo de corte máximo mayorado, V_u , en el plano y V_u fuera del plano.

11.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

C 11.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

11.5.1. Generalidades

11.5.1.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable la resistencia de cálculo debe cumplir con $\phi S_n \geq U$ en todas las secciones del tabique, incluyendo (a) hasta (c). Se debe considerar la interacción entre la carga axial y la flexión.

(a) $\phi P_n \geq P_u$

(b) $\phi M_n \geq M_u$

(c) $\phi V_n \geq V_u$

11.5.1.2. ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

11.5.2. Carga axial y flexión dentro y fuera del plano

C 11.5.2. Carga axial y flexión dentro y fuera del plano

11.5.2.1. Para los tabiques de carga, P_n y M_n (dentro y fuera del plano) deben calcularse de acuerdo con 22.4. De manera alternativa, se permite considerar la carga axial y flexión fuera del plano de acuerdo con 11.5.3.

11.5.2.2. Para los tabiques no portantes, M_n debe calcularse de acuerdo con 22.3.

C 11.5.2.2. Por definición, los tabiques no portantes no están sometidos a fuerzas axiales significativas; por lo tanto, la resistencia a flexión no es una función de la fuerza axial.

11.5.3. Carga axial y flexión fuera del plano – método simplificado de diseño

C 11.5.3. Carga axial y flexión fuera del plano – método simplificado de diseño

11.5.3.1. Cuando la resultante de todas las cargas mayoradas esté localizada dentro del tercio central del espesor total de un tabique macizo con una

C 11.5.3.1. El método de diseño simplificado se aplica sólo a secciones transversales rectangulares macizas; todas las demás secciones deben diseñarse de acuerdo con

sección transversal rectangular, se permite calcular P_n por medio de:

$$P_n = 0{,}55\, f'_c\, A_g \left[1 - \left(\frac{k\,\ell_c}{32h}\right)^2\right] \qquad (11.5.3.1)$$

11.5.3.2. El factor de longitud efectiva k para ser utilizado en la ecuación (11.5.3.1) debe cumplir con la ***Tabla 11.5.3.2***.

11.5.2.

Las cargas axiales excéntricas y momentos debidos a fuerzas fuera del plano se usan para determinar la excentricidad total máxima de la fuerza axial mayorada P_u. Cuando la fuerza axial resultante para todas las combinaciones aplicables de carga se encuentre localizada dentro del tercio central del espesor del tabique (excentricidad no mayor de $h/6$) en todas las secciones a lo largo del tabique no deformado, no hay tracción inducida en el tabique y puede emplearse el método de diseño simplificado. El diseño se efectúa en este caso considerando P_u como una carga axial concéntrica. La fuerza axial mayorada P_u debe ser menor o igual a la resistencia de cálculo por carga axial ϕP_n , calculada por medio de la ecuación (11.5.3.1).

La ecuación (11.5.3.1) da como resultado resistencias comparables con las que se determinan por medio de 11.5.2 para elementos cargados dentro del tercio central del espesor para diferentes condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos. Ver la ***Figura C 11.5.3.1***.

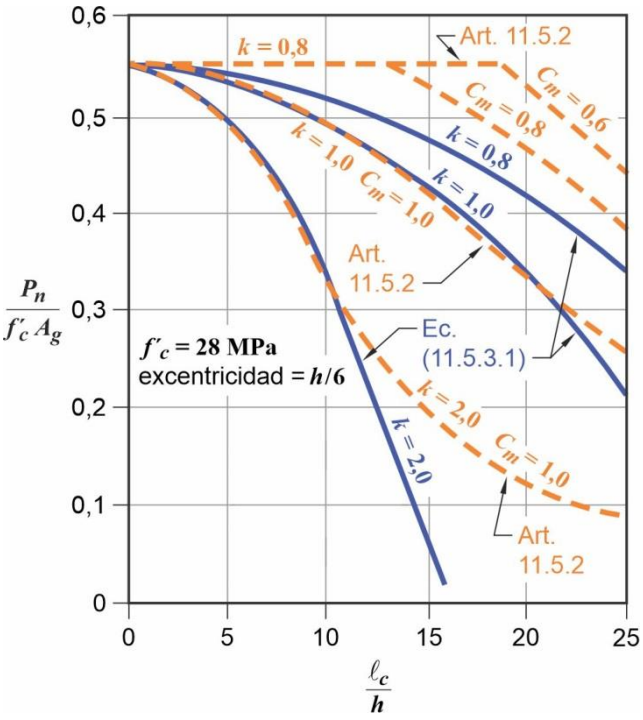


Figura C 11.5.3.1. *Diseño simplificado de tabiques, ecuación (11.5.3.1), comparada con 11.5.2.*

Tabla 11.5.3.2. Factor de longitud efectiva *k* para tabiques

Condiciones de borde	*k*
Tabiques arriostrados en la parte superior e inferior contra desplazamiento lateral, y	
(a) Restringidos contra rotación en uno o ambos extremos (superior, inferior o ambos)	0,8
(b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos	1,0
Tabiques no arriostrados contra desplazamiento lateral	2,0

11.5.3.3. El factor de reducción de resistencia ϕ para P_n en la ecuación (11.5.3.1) debe ser el factor para secciones controladas por compresión de 21.2.2.

11.5.3.4. La armadura del tabique no debe ser menor a la requerida por 11.6.

11.5.4. Esfuerzo de corte en el plano del tabique

C 11.5.4. Esfuerzo de corte en el plano del tabique

11.5.4.1. V_n debe calcularse de acuerdo con 11.5.4.2 hasta 11.5.4.4. De manera alternativa, se permite diseñar tabiques con $h_w/\ell_w < 2$ para corte en el plano del tabique de acuerdo con el método puntal-tensor del ***Capítulo 23***. En todos los casos, la armadura debe cumplir los límites de 11.6, 11.7.2 y 11.7.3.

C 11.5.4.1. El corte en el plano del tabique es importante principalmente para tabiques estructurales con relación altura a longitud pequeña. El diseño de tabiques más altos, en particular de aquéllos que tienen armadura uniformemente distribuida, probablemente va a estar controlado por consideraciones de flexión. Para tabiques sismorresistentes, se deben seguir los lineamientos del ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

11.5.4.2. V_n en cualquier sección horizontal no debe exceder $0{,}66\sqrt{f'_c}\,A_{cv}$.

C 11.5.4.2. Este límite se incluyó como resguardo contra fallas por compresión diagonal en tabiques estructurales. El coeficiente utilizado en esta ecuación ha sido reducido de un valor de **0,83** en ***CIRSOC 201-2005*** a **0,66** en el reglamento actual debido a que el área efectiva para corte se ha incrementado a $h\ell_w$ del hd utilizado en ediciones anteriores del Reglamento.

11.5.4.3. V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}\right) A_{cv} \qquad (11.5.4.3)$$

donde:

$\alpha_c = 0{,}25$ para $h_w/\ell_w \le 1{,}5$

$\alpha_c = 0{,}17$ para $h_w/\ell_w \ge 2{,}0$

α_c varía linealmente entre **0,25** y **0,17** para $1{,}5 < h_w/\ell_w < 2{,}0$

C 11.5.4.3. Los resultados de investigaciones informadas por Orakal et al. (2009) indican que las resistencias nominales calculadas utilizando la ecuación (11.5.4.3) son similares a los valores obtenidos utilizando las ecuaciones de la versión previa a este Reglamento, y por lo tanto proveen un nivel de seguridad comparable.

11.5.4.4. Para tabiques sometidos a una tracción axial neta, α_c en la ecuación (11.5.4.3) debe tomarse como:

$$\alpha_c = 0{,}17\left(1 + \frac{N_u}{3{,}5\,A_g}\right) \ge 0{,}0 \qquad (11.5.4.4)$$

Donde N_u es negativo para tracción.

C 11.5.4.4. Para tabiques estructurales donde se calcula una fuerza axial neta de tracción para toda la sección de tabique, la contribución a la resistencia al corte atribuible al hormigón se reduce e inclusive puede no existir. Para estos elementos, la armadura transversal del tabique debe diseñarse para resistir la mayor parte, sino todo, del esfuerzo de corte mayorado.

11.5.5. Corte fuera del plano

11.5.5.1. V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5.

11.6. LÍMITES DE LA ARMADURA

C 11.6. LÍMITES DE LA ARMADURA

11.6.1. Cuando $V_u \leq 0{,}04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}\,A_{cv}$ en el plano del tabique, ρ_ℓ mínimo y ρ_t mínimo deben cumplir con la ***Tabla 11.6.1***. No hay necesidad de cumplir estos límites si se demuestra por medio de análisis estructural que se obtiene una resistencia y estabilidad adecuadas.

C 11.6.1. Se requiere armadura para corte tanto horizontal como vertical en todos los tabiques. La armadura distribuida se identifica ya sea como orientada paralela al eje longitudinal o transversal del tabique. Por lo tanto, para segmentos verticales del tabique, la nomenclatura designa la cuantía de armadura horizontal distribuida como ρ_t y la cuantía de armadura distribuida vertical como ρ_ℓ .

No se requiere armadura transversal en tabiques pretensados prefabricados de ancho menor o igual a ***3,6 m***, porque esa medida es menor al ancho en que las tensiones por temperatura y contracción pueden alcanzar una magnitud que requiera armadura transversal. Además, la mayor parte de la contracción ocurre antes de que los elementos sean conectados a la estructura. Una vez colocados en su posición final en la estructura, los elementos en general no están tan rígidamente conectados en el sentido transversal como en el hormigón colocado monolíticamente. De esta manera, las tensiones causadas por la restricción debidos a cambios de temperatura y contracción se reducen significativamente.

Esta área mínima de armadura en tabiques prefabricados ha sido usada por muchos años sin problemas y es recomendada por el Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI MNL-120) y por el Canadian Precast Concrete Design Standard (CSA 2016). Las disposiciones para una menor armadura mínima y mayor separación de 11.7.2.2 reconocen que los paneles de tabiques prefabricados tienen muy poca restricción en sus bordes durante las primeras etapas de curado y, por lo tanto, desarrollan menores tensiones por contracción que tabiques comparables construidos in situ.

Tabla 11.6.1. Armadura mínima para tabiques con $V_u \leq 0{,}04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}\,A_{cv}$ en el plano del tabique

Tipo de tabique	Tipo de armadura no pretensada	Tamaño de la barra o malla electrosoldada	f_y , MPa	Armadura longitudinal mínima [1], ρ_ℓ	Armadura transversal mínima, ρ_t
Construido en obra	Barras conformadas	≤ 16 mm	≥ 420	0,0012	0,0020
			< 420	0,0015	0,0025
		> 16 mm	Cualquiera	0,0015	0,0025
	Malla electrosoldada	≤ 16 mm	Cualquiera	0,0012	0,0020
Prefabricado [2]	Barras conformadas o malla electrosoldada	Cualquiera	Cualquiera	0,0010	0,0010

[1] No es necesario que los tabiques pretensados, con una tensión promedio a compresión efectiva de al menos ***1,6 MPa***, cumplan con los requisitos para armadura mínimo longitudinal, ρ_ℓ .

[2] En tabiques en una dirección prefabricados, pretensados, con ancho menor de ***3,6 m*** y no conectados mecánicamente para causar restricción en la dirección horizontal, no es necesario cumplir con los requisitos mínimos de armadura en la dirección normal a la armadura para flexión.

11.6.2. Cuando $V_u > 0{,}04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}\,A_{cv}$ en el plano del tabique, se deben cumplir (a) y (b):

(a) ρ_ℓ debe ser al menos el mayor valor entre el valor calculado mediante la ecuación (11.6.2) y ***0,0025***, pero no necesita exceder al ρ_t requerido para resistencia en 11.5.4.3.

$$\rho_\ell \geq 0{,}0025 + 0{,}5\left(2{,}5 - \frac{h_w}{\ell_w}\right)\left(\rho_t - 0{,}0025\right) \quad (11.6.2)$$

(b) ρ_t debe ser al menos ***0,0025***.

C 11.6.2. Para tabiques cargados monotónicamente con relaciones alto-ancho bajas, los datos de ensayos (Barda et al. 1977) indican que la armadura horizontal para corte se vuelve menos efectiva para la resistencia al corte que la armadura vertical. La ecuación (11.6.2) reconoce este cambio de efectividad de la armadura horizontal con respecto a la vertical; si h_w / ℓ_w es menor que ***0,5*** la cantidad de armadura vertical es igual a la cantidad de armadura horizontal. Cuando h_w / ℓ_w es mayor que ***2,5***, se requiere una cantidad mínima de armadura vertical (**0,0025*sh***).

11.7. DETALLES DE LA ARMADURA

11.7.1. Generalidades

11.7.1.1. El recubrimiento de hormigón para la armadura debe cumplir con 20.5.1.

11.7.1.2. Las longitudes de anclaje de la armadura conformada y pretensada deben calcularse de acuerdo con 25.4.

11.7.1.3. La longitud de empalme de la armadura conformada debe calcularse de acuerdo con 25.5.

11.7.2. Separación de la armadura longitudinal

11.7.2.1. La separación máxima, s , de las barras longitudinales en tabiques construidos en obra debe ser el menor entre $3h$ y ***450 mm***. Cuando se requiere armadura para corte para resistencia en el plano del tabique, la separación de la armadura longitudinal no debe exceder $\ell_w / 3$.

11.7.2.2. La separación máxima, s , de las barras longitudinales en tabiques prefabricados debe ser el menor de (a) y (b):

(a) $5h$

(b) ***450 mm*** para tabiques exteriores ó ***750 mm*** para tabiques interiores.

Cuando se requiere armadura para resistencia al corte en el plano del tabique, la separación de la armadura longitudinal no debe ser mayor que el menor de $3h$, ***450 mm*** y $\ell_w / 3$.

11.7.2.3. Los tabiques con un espesor mayor de ***250 mm***, excepto los tabiques de un solo piso de sótanos y tabiques de contención en voladizo, deben tener la armadura distribuida en cada dirección colocada en dos capas paralelas a las caras del tabique colocadas cerca de la respectiva cara.

11.7.2.4. La armadura en tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente y colocarse tan cerca

como sea posible de la cara en tracción.

11.7.3. Separación de la armadura transversal

11.7.3.1. La separación máxima, s , de la armadura transversal en los tabiques construidos in situ no debe exceder el menor de $3h$ y ***450 mm***. Cuando se requiere armadura de corte para resistencia en el plano del tabique, la separación de la armadura transversal no debe ser mayor que $\ell_w / 5$.

11.7.3.2. La separación s de las barras transversales en tabiques prefabricados no debe exceder el menor de (a) y (b):

(a) $5h$

(b) ***450 mm*** para tabiques exteriores ó ***750 mm*** para tabiques interiores.

Cuando se requiere armadura de corte para resistencia en el plano del tabique, s no debe exceder el menor de $3h$, ***450 mm*** y $\ell_w/5$.

11.7.4. Arriostramiento lateral de la armadura longitudinal

11.7.4.1. Cuando se requiere armadura longitudinal como armadura de compresión y cuando A_{st} es mayor que $0{,}01A_g$, la armadura longitudinal debe estar arriostrada lateralmente por estribos transversales cerrados.

11.7.5. Armadura alrededor de aberturas

11.7.5.1. Adicionalmente a la armadura mínima requerida por 11.6, alrededor de vanos de ventanas, puertas y aberturas de similar tamaño, deben colocarse por lo menos dos barras de ***16 mm*** de diámetro en ambas direcciones en todos los tabiques que tengan dos capas de armadura y una barra de ***16 mm*** de diámetro en ambas direcciones en los tabiques que tengan una sola capa de armadura. Estas barras deben anclarse para alcanzar f_y en tracción en las esquinas de las aberturas.

11.8. MÉTODO ALTERNATIVO PARA EL ANÁLISIS FUERA DEL PLANO DE TABIQUES ESBELTOS

C 11.8. MÉTODO ALTERNATIVO PARA EL ANÁLISIS FUERA DEL PLANO DE TABIQUES ESBELTOS

11.8.1. Generalidades

C 11.8.1. Generalidades

11.8.1.1. Se pueden analizar los efectos de esbeltez fuera del plano del tabique usando los requisitos de esta sección para tabiques que cumplan con (a) hasta (e):

(a) La sección transversal es constante en toda la altura del tabique.

C 11.8.1.1. Este procedimiento se presenta como una alternativa a los requisitos de 11.5.2.1 para el diseño fuera del plano de paneles de tabique esbeltos restringidos al vuelco en su parte superior.

Los paneles que tienen ventanas u otras aberturas grandes se considera que no tienen una sección transversal constante en la altura del tabique. Dichos tabiques deben

(b) El tabique debe estar controlado por tracción para los efectos de flexión fuera de su plano.

(c) ϕM_n es al menos M_{cr} , donde M_{cr} se calcula usando f_r dado en 19.2.3.

(d) P_u a media altura del tabique no excede $0{,}06\, f'_c A_g$.

(e) El desplazamiento fuera del plano calculado, Δ_s , debido a las cargas de servicio, incluyendo el efecto $P\Delta$, no excede $\ell_c / 150$.

diseñarse tomando en consideración los efectos de tales aberturas.

En las bibliografías ACI 551 y Carter et al. (1993) se describen muchos aspectos del diseño de tabiques y edificios construidos con el sistema de tabiques levantados (tilt-up).

11.8.2. Modelación

11.8.2.1. El tabique debe analizarse como un elemento simplemente apoyado, cargado axialmente sometido a una carga lateral uniforme fuera del plano, con momentos y desplazamientos máximos ocurriendo a media altura.

11.8.2.2. Las cargas gravitacionales concentradas aplicadas al tabique por encima de cualquier sección deben suponerse distribuidas en un ancho igual al ancho del área de carga, más un ancho a cada lado que se incrementa con una pendiente de ***2*** en vertical a ***1*** en horizontal, pero sin exceder (a) o (b):

(a) La separación de las cargas concentradas.

(b) Los bordes del panel de tabique.

11.8.3. Momento mayorado

11.8.3.1. M_u a media altura del tabique debido a carga axial y flexión combinadas debe incluir los efectos del desplazamiento del tabique de acuerdo con (a) o (b):

(a) Por cálculo iterativo, usando:

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \qquad (11.8.3.1a)$$

donde M_{ua} es el máximo momento mayorado ubicado a media altura del tabique, debido a las cargas laterales y cargas verticales excéntricas, sin incluir los efectos $P\Delta$.

Δ_u debe calcularse con la ecuación:

$$\Delta_u = \frac{5\, M_u\, \ell_c^2}{(0{,}75)\, 48\, E_c\, I_{cr}} \qquad (11.8.3.1b)$$

donde I_{cr} debe calcularse con la ecuación:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c}\left(A_s + \frac{P_u}{f_y}\frac{h}{2d}\right)(d-c)^2 + \frac{\ell_w\, c^3}{3} \qquad (11.8.3.1c)$$

y el valor de E_s / E_c debe ser al menos ***6***.

C 11.8.3. Momento mayorado

C 11.8.3.1. La profundidad del eje neutro, c , en la ecuación (11.8.3.1c) corresponde a la siguiente área efectiva de la armadura longitudinal:

$$A_{se,w} = A_s + \left(\frac{P_u}{f_y}\right)\left(\frac{h/2}{d}\right)$$

(b) Por cálculo directo usando la ecuación:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{\left(1 - \frac{5\,P_u\,\ell_c^2}{(0{,}75)\,48\,E_c\,I_{cr}}\right)} \qquad (11.8.3.1d)$$

11.8.4. Desplazamiento fuera del plano – cargas de servicio

11.8.4.1. El desplazamiento máximo fuera del plano debido a las cargas de servicio, Δ_s , debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 11.8.4.1***, donde M_a se debe calcular con la ecuación (11.8.4.2).

Tabla 11.8.4.1. Cálculo de Δ_s

M_a	Δ_s	
$\le (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right)\Delta_{cr}$	(a)
$> (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = (2/3)\Delta_{cr} + \frac{(M_a - (2/3)M_{cr})}{(M_n - (2/3)M_{cr})}(\Delta_n - (2/3)\Delta_{cr})$	(b)

11.8.4.2. El momento máximo M_a debido a las cargas laterales y verticales excéntricas a media altura del tabique, en servicio, incluyendo los efectos $P_s\Delta_s$ debe calcularse con la ecuación (11.8.4.2) con iteración de los desplazamientos:

$$M_a = M_{sa} + P_s\Delta_s \qquad (11.8.4.2)$$

11.8.4.3. Δ_{cr} y Δ_n deben calcularse usando (a) y (b):

(a) $$\Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}\ell_c^2}{48E_cI_g} \qquad (11.8.4.3a)$$

(b) $$\Delta_n = \frac{5M_n\ell_c^2}{48E_cI_{cr}} \qquad (11.8.4.3b)$$

11.8.4.4. I_{cr} debe calcularse usando la ecuación (11.8.3.1c).

C 11.8.4. Desplazamiento fuera del plano – cargas de servicio

C 11.8.4.1. Datos de ensayos (Athey 1982) demuestran que las deformaciones fuera del plano aumentan rápidamente cuando el momento a nivel de carga de servicio excede $(2/3)M_{cr}$. Se usa una interpolación lineal entre Δ_{cr} y Δ_n para determinar Δ_s y simplificar el diseño de los tabiques esbeltos sí $M_a > (2/3)M_{cr}$.

Para calcular las deformaciones laterales a nivel de cargas de servicio de la estructura, se recomienda usar la siguiente combinación de carga:

$$D + 0{,}5L + W_a$$

en la cual W_a es la carga de viento basada en velocidades del viento en condiciones de servicio, dadas en el artículo C 1.5 de los Comentarios del ***CIRSOC 102-2024***. Estas velocidades corresponden a recurrencias menores a las asociadas a los niveles de cálculo por resistencia. La recurrencia a adoptar para niveles de servicio será elegida por el proyectista en función del objetivo de la verificación, sea fisuración, confort de ocupantes u otro.

Para tabiques sismorresistentes, se deben seguir los lineamientos establecidos en el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

CAPÍTULO 12. DIAFRAGMAS

12.1. ALCANCE

12.1.1. Los requisitos de este capítulo se aplican al diseño de diafragmas no pretensados y pretensados, incluyendo los incisos desde (a) hasta (d):

(a) Diafragmas que comprenden losas construidas in situ.

(b) Diafragmas que comprenden una capa de compresión in situ sobre elementos prefabricados.

(c) Diafragmas que comprenden elementos prefabricados con fajas de borde formadas por una capa de compresión construida in situ o por vigas de borde.

(d) Diafragmas de elementos prefabricados interconectados sin una capa de compresión colocada in situ.

12.1.2. Los diafragmas en estructuras sismorresistentes deben cumplir con los requisitos establecidos en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

C 12.1. ALCANCE

C 12.1.1. Normalmente, los diafragmas son elementos planos horizontales o casi horizontales que sirven para transferir fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales (ver la ***Figura C 12.1.1***). Los diafragmas también vinculan los elementos de la edificación entre sí conformando un sistema tridimensional completo y dan arriostramiento lateral a esos elementos conectándolos al sistema de resistencia ante fuerzas laterales. En general, los diafragmas también sirven como losas de entrepiso y cubierta, o como rampas estructurales en estacionamientos y, por lo tanto, soportan cargas gravitacionales. Un diafragma puede incluir cordones y colectores.

Cuando se encuentran sometidos a cargas laterales, tales como fuerzas inerciales actuando en el plano del diafragma de cubierta de la ***Figura C 12.1.1***, el diafragma actúa esencialmente como una viga que se extiende horizontalmente entre los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. El diafragma, entonces, desarrolla flexión y corte en su plano y posiblemente otras acciones. Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden a lo largo de toda la dimensión del diafragma, se pueden necesitar colectores que reciban el corte del diafragma y lo transfieran a los elementos verticales. En ocasiones, se usa el término "distribuidor" para describir un colector que transfiere fuerzas desde un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales hacia el diafragma. Este capítulo describe los requisitos mínimos para el diseño y el detalle, incluyendo la configuración, modelos de análisis, materiales y resistencia de diafragmas y colectores.

Este capítulo cubre solo los tipos de diafragma incluidos en el alcance, otros tipos de diafragmas, tales como reticulados horizontales, se han usado con éxito en edificios, pero este capítulo no incluye disposiciones prescriptivas para estos tipos de diafragma.

12.2. GENERALIDADES

12.2.1. El diseño debe considerar fuerzas de (a) hasta (e), según corresponda:

(a) Fuerzas en el plano del diafragma debidas a cargas laterales que actúan sobre el edificio.

(b) Fuerzas de transferencia en el diafragma.

(c) Fuerzas de conexión entre el diafragma y los

C 12.2. GENERALIDADES

C 12.2.1. Como se ilustra parcialmente en la ***Figura C 12.1.1***, los diafragmas resisten fuerzas provenientes de distintos tipos de acciones (Moehle et al. 2010):

(a) **Fuerzas en el plano del diafragma** – Las fuerzas laterales provenientes de las combinaciones de carga, incluyendo viento, sismo y presiones horizontales de fluidos o empuje del suelo, generan acciones de corte, axiales y de flexión en el plano del diafragma a

elementos estructurales verticales y elementos no estructurales.

(d) Fuerzas resultantes del arriostramiento de elementos verticales o inclinados del edificio.

(e) Fuerzas fuera del plano del diafragma debidas a cargas gravitacionales u otras cargas aplicadas en la superficie del diafragma.

medida que éste cubre el espacio entre elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales y transfiere fuerzas a ellos. Para cargas de viento, la fuerza lateral es generada por la presión del viento que actúa sobre la fachada de la edificación y es transferida por los diafragmas a los elementos verticales. Para las fuerzas de sismo, las fuerzas inerciales se generan dentro del diafragma y las áreas tributarias de tabiques, columnas y otros elementos, y luego son transferidas por los diafragmas a los elementos verticales. Para edificios con niveles subterráneos, las fuerzas laterales son generadas por el empuje ejercido por el suelo contra los muros del sótano. En un sistema típico, los muros de contención de los sótanos se extienden verticalmente entre los entrepisos que sirven también como diafragmas, los cuales a su vez distribuyen las fuerzas laterales del empuje del suelo hacia otros elementos resistentes a fuerzas.

(b) **Fuerzas de transferencia del diafragma** – Los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales pueden tener diferentes propiedades a lo largo de su altura, o bien sus planos de resistencia pueden cambiar de un piso a otro, creando transferencias de fuerzas entre los elementos verticales. Una ubicación común donde cambian los planos de resistencia es a nivel del terreno de un edificio con una planta subterránea de mayor tamaño. En estos casos las fuerzas pueden transferirse desde la torre más angosta hacia los muros de contención de los sótanos a través de un diafragma de podio (ver la ***Figura C 12.1.1***).

(c) **Fuerzas de conexión** – La presión del viento que actúa sobre las superficies expuestas de la edificación genera fuerzas fuera del plano de esas superficies. Del mismo modo, la vibración producida por un sismo puede generar fuerzas de inercia en los elementos estructurales verticales y en los no estructurales como son los de la fachada. Estas fuerzas son transferidas desde los elementos donde se desarrollan las fuerzas hacia el diafragma a través de las conexiones.

(d) **Fuerzas de arriostramiento de las columnas** – Las configuraciones arquitectónicas a veces requieren columnas inclinadas, que pueden provocar grandes empujes dentro del plano de los diafragmas debidos a las cargas de gravedad y de volcamiento. Estos empujes pueden actuar en diferentes direcciones dependiendo de la orientación de la columna y de si se encuentra en compresión o en tracción. Cuando estos empujes no están balanceados localmente por otros elementos, las fuerzas deben transferirse al diafragma de modo que puedan ser transmitidas a otros elementos apropiados del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Dichas fuerzas son usuales y pueden ser significativas en columnas prefabricadas cargadas excéntricamente y que no están construidas monolíticamente con la estructura adyacente. El diafragma también da arriostramiento lateral a las columnas que no están diseñadas como parte del sistema de resistencia ante fuerzas laterales,

conectándolas a otros elementos que aportan estabilidad lateral a la estructura.

(e) **Fuerzas fuera del plano del diafragma** – La mayoría de los diafragmas forman parte de la estructura de entrepiso y cubierta y, por lo tanto, soportan cargas gravitacionales. El ***Reglamento CIRSOC 101-2024*** puede además exigir que se consideren las fuerzas fuera del plano debidas a la fuerza de succión del viento en una losa de cubierta y a la aceleración vertical debida a los efectos del sismo.

12.2.2. El diseño debe considerar el efecto de las aberturas y vacíos dentro de la losa.

C 12.2.2. Ver artículo C 7.2.1.

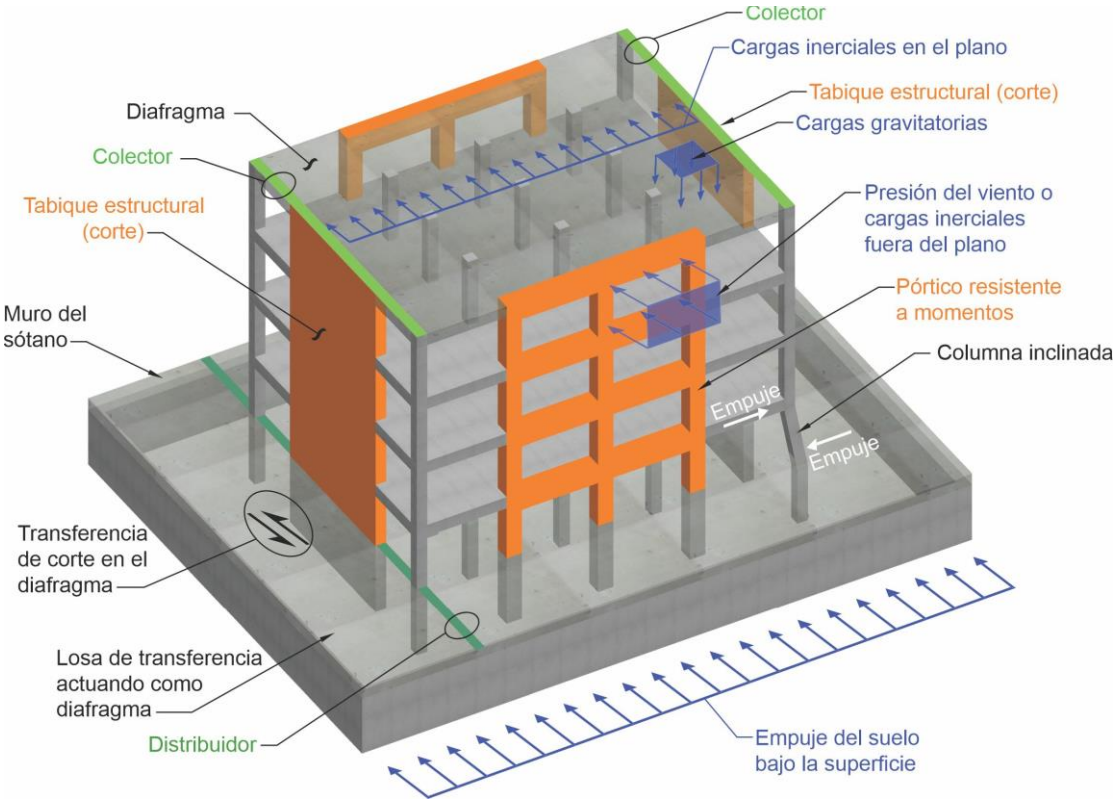


Figura C 12.1.1. *Acciones típicas en el diafragma*

12.2.3. Materiales

12.2.3.1. Las propiedades de diseño del hormigón deben seleccionarse de acuerdo con el ***Capítulo 19***.

12.2.3.2. Las propiedades de diseño del acero de la armadura deben seleccionarse de acuerdo con el ***Capítulo 20***.

12.3. LÍMITES DE DISEÑO

C 12.3. LÍMITES DE DISEÑO

12.3.1. Espesor mínimo de diafragmas

C 12.3.1. Espesor mínimo de diafragmas

12.3.1.1. Los diafragmas deben tener el espesor requerido para estabilidad, resistencia y rigidez bajo las combinaciones de carga mayoradas.

Se puede requerir que los diafragmas resistan flexión, corte y fuerza axial en su plano. Para los diafragmas completamente construidos in situ o formados por losas

12.3.1.2. Los diafragmas de entrepiso y cubierta deben tener un espesor no menor al requerido en otras partes del Reglamento para los elementos de entrepiso y cubierta.

compuestas con capa de compresión y elementos prefabricados, el espesor de todo el diafragma debe ser suficiente para resistir dichas acciones. Para losas con capas de compresión que no actúan en forma compuestas, el espesor de la capa de compresión construida in situ por sí solo debe ser suficiente para resistir esas acciones. Los diafragmas pertenecientes a estructuras sismorresistentes deben cumplir con los requisitos establecidos en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

Además de los requisitos para resistir las fuerzas en el plano, los diafragmas que forman parte del entrepiso o cubierta deben cumplir con los requisitos aplicables para el espesor de la losa o las alas de las vigas.

12.4. RESISTENCIA REQUERIDA

C 12.4. RESISTENCIA REQUERIDA

12.4.1. Generalidades

12.4.1.1. La resistencia requerida para los diafragmas, colectores y sus conexiones debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el ***Capítulo 5***.

12.4.1.2. La resistencia requerida de diafragmas que forman parte del entrepiso o cubierta debe incluir los efectos de las cargas fuera del plano que se producen simultáneamente con otras cargas aplicables.

Generalmente, las combinaciones de mayoración de carga deben considerar las cargas fuera del plano que actúan simultáneamente con las fuerzas en el plano del diafragma. Por ejemplo, esto se requiere donde una viga de entrepiso sirve también como colector, en cuyo caso la viga debe ser diseñada para resistir las fuerzas axiales derivadas de su acción como un colector y para los momentos de flexión derivados de su acción como viga de entrepiso que soporta cargas gravitacionales.

12.4.2. Modelación y análisis del diafragma

C 12.4.2. Modelación y análisis del diafragma

12.4.2.1. La modelación y análisis de los diafragmas debe cumplir con lo definido en 12.4.2.2 hasta 12.4.2.4.

C 12.4.2.1. El ASCE/SEI 7-16 contiene requisitos para la modelación de diafragmas para ciertas condiciones de diseño, tales como los requisitos de diseño para resistir cargas por viento y sísmicas.

12.4.2.2. Los procedimientos de modelación y análisis de los diafragmas deben cumplir con los requisitos del ***Capítulo 6***.

C 12.4.2.2. El ***Capítulo 6*** contiene los requisitos generales aplicables para el análisis de diafragmas. Normalmente, los diafragmas se diseñan para permanecer elásticos o casi elásticos ante las fuerzas que actúan en su plano obtenidas de las combinaciones de mayoración de carga. Por lo tanto, generalmente se aceptan los métodos de análisis que satisfacen la teoría del análisis elástico. Se pueden aplicar los requisitos para el análisis elástico de 6.6.1 hasta 6.6.3.

La rigidez en el plano del diafragma afecta no solamente la distribución de las fuerzas dentro del diafragma sino también la distribución de los desplazamientos y fuerzas de los elementos verticales. En consecuencia, el modelo de rigidez del diafragma debería ser coherente con las características de la edificación. Cuando el diafragma es poco esbelto y muy rígido comparado con los elementos verticales, como en un diafragma construido in situ apoyado sobre pórticos resistentes a momento, es aceptable modelar el diafragma como un elemento completamente rígido. Cuando el diafragma es flexible comparado con los elementos verticales, como en algunos sistemas consistentes en prefabricados unidos entre sí y apoyados sobre tabiques estructurales, puede ser aceptable modelar el diafragma como una viga flexible que se extiende entre

apoyos rígidos. En otros casos, puede ser aconsejable adoptar un modelo analítico más detallado para considerar los efectos de flexibilidad del diafragma en la distribución de los desplazamientos y fuerzas. Por ejemplo, edificaciones en las que las rigideces del diafragma y de los elementos verticales tienen aproximadamente el mismo valor, edificaciones con grandes transferencias de fuerzas, estructuras para estacionamientos en las que las rampas se conectan entre los entrepisos y actúan esencialmente como elementos de arriostramiento dentro de la edificación.

Para diafragmas constituidos por losas de hormigón, el ASCE/SEI 7-16 permite suponer un diafragma rígido cuando la relación de forma en planta del diafragma está dentro de unos límites prescritos, que varían según las cargas de viento y de sismo, y cuando la estructura no presenta irregularidades horizontales. Las disposiciones del ASCE/SEI 7-16 no prohíben suponer un diafragma rígido para otras condiciones, siempre y cuando la hipótesis de diafragma rígido sea razonablemente congruente con el comportamiento esperado. Los diafragmas de hormigón construidos in situ, diseñados bajo la hipótesis de diafragma rígido tienen un largo historial de comportamiento satisfactorio, aunque pueden no estar comprendidos dentro de los valores indicados en ASCE/SEI 7-16.

12.4.2.3. Se permite cualquier conjunto de hipótesis razonables y congruentes para definir la rigidez de los diafragmas.

C 12.4.2.3. Para los diafragmas con relación de forma aproximadamente cuadrada construidos completamente in situ o formados por una capa de compresión construida in situ sobre elementos prefabricados, el diafragma generalmente se modela como un elemento rígido soportado por elementos verticales flexibles. Sin embargo, se deberían considerar los efectos de la flexibilidad del diafragma cuando tales efectos afecten materialmente las acciones de diseño calculadas. Tales efectos se deberían considerar para diafragmas que usan elementos prefabricados, con o sin capa de compresión construida in situ. Cuando ocurren grandes transferencias de fuerzas, como se describe en C 12.2.1(b), se pueden obtener fuerzas de diseño más realistas modelando la rigidez en el plano del diafragma. Los diafragmas con grandes vanos, grandes áreas recortadas en las esquinas u otras irregularidades pueden desarrollar deformaciones en el plano que deberían considerarse en el diseño (ver la ***Figura C 12.4.2.3a***).

Para un diafragma considerado como rígido en su propio plano, y para diafragmas semirrígidos, se puede obtener la distribución de las fuerzas internas del diafragma modelándolo como una viga horizontal rígida soportada sobre resortes horizontales que representan las rigideces laterales de los elementos verticales (ver la ***Figura C 12.4.2.3b***). Se deberían incluir en el análisis los efectos de la excentricidad en el plano entre las fuerzas aplicadas y las resistencias de los elementos verticales, que provoquen la torsión general del edificio. Se pueden utilizar elementos del sistema de resistencia ante fuerzas laterales alineados en la dirección octogonal para resistir la rotación en el plano del diafragma (Moehle et al., 2010).

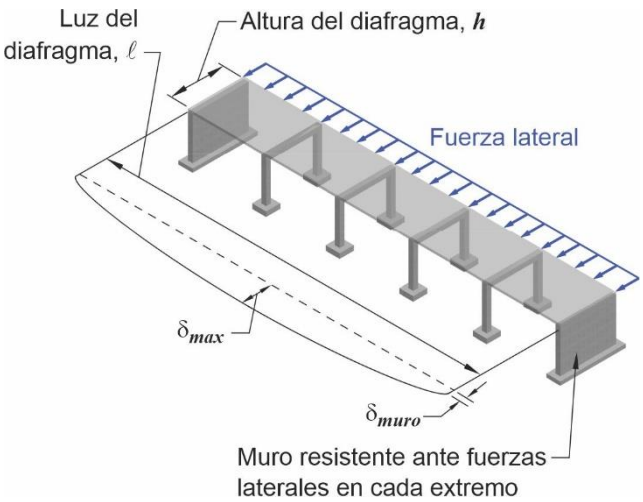


Figura C 12.4.2.3a. *Ejemplo de diafragma que podría no ser considerado como rígido en su plano.*

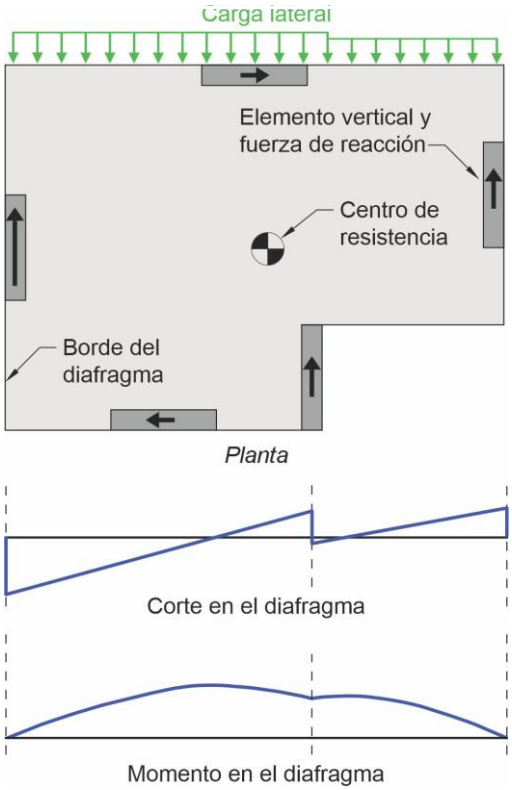


Figura C 12.4.2.3b. *Acciones en el plano del diafragma obtenidas al modelar el diafragma como una viga horizontal rígida sobre apoyos flexibles.*

12.4.2.4. El cálculo de los momentos, cortes y fuerzas axiales de diseño en el plano del diafragma debe ser coherente con los requisitos de equilibrio y con las condiciones de borde. Se permite determinar los momentos, cortes y fuerzas axiales de diseño de acuerdo con una de las condiciones (a) hasta (e), según corresponda:

(a) Un modelo de diafragma rígido para casos en que el diafragma puede ser idealizado como tal.

C 12.4.2.4. El modelo de diafragma rígido se usa ampliamente para diafragmas construidos completamente in situ y para diafragmas conformados por una capa de compresión construida in situ y colocada sobre elementos prefabricados, siempre y cuando no se creen condiciones flexibles como resultado de una luz larga, de una relación de forma grande o por irregularidad del diafragma. Para diafragmas más flexibles, a veces se analizan los casos límites en los cuales el diafragma se analiza como un elemento rígido sobre apoyos flexibles y como un diafragma flexible sobre apoyos rígidos, tomando los valores de diseño como la envolvente de los valores de los

(b) Un modelo de diafragma flexible para casos en que el diafragma puede ser idealizado como tal.

(c) Análisis envolvente donde los valores de diseño son la envolvente de los valores obtenidos al suponer el límite superior y el límite inferior de rigidez en el plano para el diafragma en dos o más análisis independientes.

(d) Un modelo de elementos finitos considerando la flexibilidad del diafragma.

(e) Un modelo puntal-tensor de acuerdo con 23.2.

dos análisis. Los modelos de elementos finitos pueden ser adecuados para cualquier diafragma, pero son especialmente útiles para diafragmas con forma irregular y diafragmas que resisten grandes fuerzas de transferencia. La rigidez debería ajustarse según la fisuración esperada del hormigón bajo cargas de proyecto. Para diafragmas compuestos por prefabricados de hormigón unidos que descansan sobre conectores mecánicos, puede ser necesario incluir las uniones y conectores en el modelo de elementos finitos. Para el diseño de diafragmas se puede usar el modelo puntal-tensor, siempre y cuando se incluyan las consideraciones de inversión de fuerzas que ocurren en las combinaciones de cargas de proyecto.

12.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

C 12.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

12.5.1. Generalidades

C 12.5.1. Generalidades

12.5.1.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, las resistencias de cálculo de diafragmas, colectores y sus conexiones deben cumplir con $\phi S_n \geq U$. La interacción entre los efectos de carga debe tenerse en cuenta.

C 12.5.1.1. Las acciones de diseño comúnmente incluyen el momento en el plano, con o sin fuerza axial; corte en el plano, y compresión axial y tracción en colectores y otros elementos que actúan como puntales o tensores. Algunas configuraciones de diafragmas pueden conducir a otros tipos de acciones de diseño. Por ejemplo, un escalón vertical en el diafragma puede resultar en flexión fuera del plano, torsión o ambos. El diafragma debe diseñarse para tales acciones cuando ellas ocurren en elementos que forman parte de la trayectoria de cargas.

Las resistencias nominales se describen en el ***Capítulo 22*** para un diafragma idealizado como viga o elemento macizo que resistente momento, fuerza axial y corte en el plano; y en el ***Capítulo 23*** para un diafragma o segmento de diafragma idealizado como un sistema puntal-tensor. Los colectores y puntales alrededor de aberturas pueden diseñarse como elementos a compresión sometidos a fuerza axial usando las disposiciones de 10.5.2 con el factor de reducción de resistencia para elementos controlados por compresión de 21.2.2. Para tracción axial en esos elementos, la resistencia nominal a tracción es A_{sf_y} y el factor de reducción de la resistencia es $0{,}90$, tal como se requiere para elementos controlados por tracción en 21.2.2.

Los diafragmas se diseñan para las combinaciones de carga de 5.3. Donde el diafragma o parte del diafragma está sometido a efectos de carga múltiples debe considerarse la interacción entre los efectos de carga. Un ejemplo común se presenta cuando un colector se construye dentro de una viga o losa que también resiste cargas gravitacionales, caso en el cual el elemento se diseña para momento y fuerza axial combinados. Otro ejemplo se presenta cuando una conexión se somete simultáneamente a tracción y corte.

12.5.1.2. Se debe determinar ϕ de acuerdo con 21.2.

12.5.1.3. Las resistencias de cálculo deben cumplir con (a), (b), (c) o (d):

(a) Para un diafragma idealizado como viga, con

C 12.5.1.3. Aplican diferentes requisitos de resistencia de cálculo dependiendo de la forma en que se idealice la trayectoria de carga del diafragma.

una altura igual a la altura total del diafragma, con el momento resistido por la armadura de borde concentrado en los bordes del diafragma, las resistencias de cálculo deben cumplir con 12.5.2 hasta 12.5.4.

(b) Para un diafragma o segmento de diafragma idealizado como un sistema puntal-tensor, las resistencias de cálculo deben cumplir con 23.3.

(c) Para un diafragma idealizado como un modelo de elementos finitos, las resistencias de cálculo deben cumplir con el ***Capítulo 22***. En el diseño al corte se deben considerar las distribuciones no uniformes de corte. En esos diseños se deben colocar los colectores necesarios para transferir los cortes del diafragma a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

(d) Se permite diseñar el diafragma usando métodos alternativos que cumplan con los requisitos de equilibrio y con resistencias de cálculo que sean iguales o mayores a las resistencias requeridas para todos los elementos en la trayectoria de cargas.

El artículo 12.5.1.3(a) se refiere a los requisitos para los casos comunes donde el diafragma se idealiza como una viga que se extiende entre los apoyos y que resiste las fuerzas dentro del plano, con armadura en los cordones en los bordes del diafragma para resistir momento y fuerza axial en el plano. Si los diafragmas se diseñan según este modelo, es adecuado suponer que el flujo del corte es uniforme en toda la altura del diafragma. La altura del diafragma se refiere a la dimensión medida en la dirección de las fuerzas laterales dentro del plano (ver la ***Figura C 12.4.2.3a***). Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden en toda la altura del diafragma, los colectores deben transferir el corte que actúa a lo largo de los segmentos restantes de la altura del diafragma hacia los elementos verticales. Los artículos 12.5.2 hasta 12.5.4 se basan en este modelo. Este enfoque de diseño es aceptable incluso cuando algunos momentos sean resistidos por precompresión como se indica en 12.5.1.4.

Los artículos 12.5.1.3(b) hasta (d) permiten modelos alternativos para el diseño de diafragmas. Si los diafragmas se diseñan para resistir momento a través de bielas distribuidas, o de acuerdo con los campos de tensiones determinados por análisis de elementos finitos, debería tenerse en cuenta el flujo de corte no uniforme.

12.5.1.4. Se permite usar la precompresión proveniente de la armadura de pretensado para resistir las fuerzas del diafragma.

C 12.5.1.4. En el caso típico de una losa de entrepiso pretensada, se requiere pretensado, como mínimo, para resistir la combinación de carga mayorada $\mathbf{1,2}\boldsymbol{D} + \mathbf{1,6}\boldsymbol{L}$, donde $\boldsymbol{L}$ puede haber sido reducida como lo permita el ***Reglamento CIRSOC 101-2024***. Sin embargo, en el diseño para viento y sismo, se reduce la carga gravitacional resistida por el pretensado porque rige la combinación de carga $\mathbf{1,2}\boldsymbol{D} + \boldsymbol{f_1}\boldsymbol{L} + (\boldsymbol{W}\ \mathbf{o}\ \boldsymbol{E})$, donde $\boldsymbol{f_1}$ es ***1,0*** ó ***0,5*** dependiendo de la naturaleza de $\boldsymbol{L}$. Por lo tanto, se requiere sólo una parte del pretensado efectivo para resistir las cargas gravitacionales reducidas. El resto del pretensado efectivo puede usarse para resistir momentos en el plano del diafragma. Los momentos adicionales, si existen, son resistidos por armadura adicional.

12.5.1.5. Si se diseña con armadura de pretensado adherida pero que no se pretensa, para resistir fuerzas en los colectores, el corte en el diafragma o la tracción causada por momentos en el plano, el valor de la tensión del acero utilizada para calcular la resistencia no debe exceder la resistencia especificada a la fluencia ni ***420 MPa***.

C 12.5.1.5. Armadura de pretensado adherida pero que no se pretensa, ya sean cordones o barras, se usan a veces para resistir las fuerzas de diseño del diafragma. El límite impuesto a la resistencia a fluencia supuesta es para controlar el ancho de las fisuras y la abertura de las juntas. Este Reglamento no incluye disposiciones para el anclaje de la armadura de pretensado adherida no pretensada. Los límites de tensiones para otras armaduras se dan en el ***Capítulo 20***.

12.5.2. Momento y fuerza axial

C 12.5.2. Momento y fuerza axial

12.5.2.1. Se permite diseñar un diafragma para resistir momento y fuerza axial en el plano de acuerdo con 22.3 y 22.4.

C 12.5.2.1. El artículo 12.5.2 permite el diseño para momento y fuerza axial de acuerdo con las hipótesis dadas en los artículos 22.3 y 22.4, incluida la hipótesis de que las deformaciones unitarias varían linealmente a través de la altura del diafragma. En la mayoría de los casos, el diseño para fuerza axial y momento se puede realizar satisfactoriamente en forma aproximada usando un par de fuerzas de tracción y compresión con un factor de

reducción de resistencia igual a ***0,90***.

12.5.2.2. Se permite resistir la tracción debida a momento usando (a), (b), (c) o (d), o una combinación de estos métodos:

(a) Barras conformadas que cumplan con 20.2.1.

(b) Cordones o barras, pretensadas o no pretensadas, que cumplan con 20.3.1.

(c) Conectores mecánicos que atraviesen las juntas entre elementos prefabricados.

(d) Precompresión proveniente de la armadura pretensada

C 12.5.2.2. La armadura de pretensado adherida usada para resistir momentos y fuerza axial en el plano puede estar pretensada o no pretensada. Los conectores mecánicos que atraviesan las juntas entre elementos prefabricados se utilizan para completar una trayectoria de cargas continua para la armadura embebida en esos elementos. En C 12.5.1.4 se comenta el uso de la precompresión proveniente de la armadura de pretensado.

12.5.2.3. La armadura no pretensada y los conectores mecánicos que resisten la tracción originada por el momento deben colocarse dentro de ***h/4*** del borde en tracción del diafragma, donde ***h*** es la altura del diafragma medida en el plano del diafragma. Cuando la altura del diafragma cambia a lo largo del vano, se permite anclar la armadura en los segmentos adyacentes del diafragma que no se encuentran dentro del límite de ***h/4***.

C 12.5.2.3. La ***Figura C 12.5.2.3*** ilustra las ubicaciones permitidas para la armadura no pretensada que resiste la tracción debida al momento y fuerza axial. Donde cambia la altura del diafragma a lo largo del vano, se permite desarrollar la armadura para tracción en las secciones adyacentes aun si la armadura está ubicada fuera del límite de ***h/4*** de la sección adyacente. En esos casos, se puede usar el método de puntal-tensor o un análisis de estado plano de tensiones elástico para determinar las longitudes de las barras y otros requisitos de las armaduras para aportar continuidad a través del escalón. Las restricciones en la ubicación de la armadura no pretensada y de los conectores mecánicos intentan controlar la fisuración y la abertura excesiva de las juntas que se podría producir cerca de los bordes si la armadura o los conectores mecánicos estuvieran distribuidos en toda la altura del diafragma. La concentración de la armadura de tracción por flexión cerca del borde del diafragma también resulta en tensiones de corte más uniformes a través de la altura del diafragma.

No existen restricciones para la ubicación de la armadura de pretensado suministrada para resistir el momento mediante precompresión. En efecto, la precompresión determina la porción de momento que puede ser resistido por la armadura de pretensado, en tanto que el resto del momento es resistido por la armadura o los conectores mecánicos colocados de acuerdo con 12.5.2.3.

El Reglamento no requiere que los elementos de borde del diafragma que resisten fuerzas de compresión por flexión sean detallados como columnas. Sin embargo, cuando un elemento de borde resiste una fuerza de compresión grande en comparación con la resistencia axial, o es diseñado como un puntal adyacente a un borde o abertura, se debería considerar colocar una armadura transversal similar a los estribos cerrados de confinamiento de las columnas.

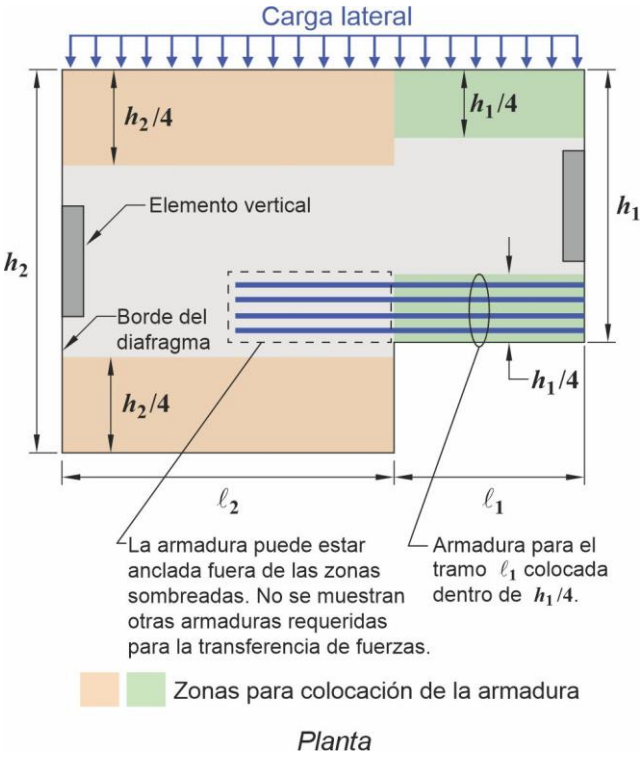


Figura C 12.5.2.3. *Ubicaciones de la armadura no pretensada que resiste tracción debida al momento y fuerza axial de acuerdo con 12.5.2.3.*

12.5.2.4. Los conectores mecánicos que atraviesen juntas entre elementos prefabricados deben diseñarse para resistir la tracción requerida por la apertura prevista de las juntas.

C 12.5.2.4. En un diafragma prefabricado sin capa de compresión que resista fuerzas en el plano y responda en el rango lineal, se espera que ocurra una apertura de las juntas (del orden de ***2,5 mm*** o menos). Una apertura mayor puede esperarse durante movimientos sísmicos que excedan el nivel de diseño. Los conectores mecánicos deberían ser capaces de mantener la resistencia de cálculo cuando ocurran esas aperturas.

12.5.3. Corte

C 12.5.3. Corte

12.5.3.1. Los requisitos de 12.5.3 se aplican a la resistencia a corte en el plano del diafragma.

C 12.5.3.1. Estos requisitos suponen que la tensión de corte en el diafragma es aproximadamente uniforme en toda la altura del diafragma, como sucede cuando se diseña de acuerdo con el artículo 12.5.1.3(a). Cuando se usan enfoques alternativos, se deberían considerar las variaciones locales del corte en la altura del diafragma.

12.5.3.2. ϕ debe ser ***0,75***, a menos que un valor menor sea requerido por 21.2.4.

C 12.5.3.2. Para elementos sismorresistentes, el factor de reducción se determina con el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte I - 2013***.

12.5.3.3. Para un diafragma completamente construido in situ, V_n debe calcularse con la ecuación (12.5.3.3).

$$V_n = A_{cv}\,(0{,}17\,\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \qquad (12.5.3.3)$$

donde A_{cv} es el área bruta de hormigón definida por el espesor del alma y la altura del diafragma, reducida por el área de aberturas, si existen. El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para calcular V_n no debe exceder ***8,3***

C 12.5.3.3. A_{cv} se refiere al área de la sección de la viga que forma el diafragma.

MPa y ρ_t se refiere a la armadura distribuida orientada en forma paralela al corte en el plano.

12.5.3.4. Para un diafragma completamente construido in situ, las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_u = \phi\, 0{,}66\, A_{cv} \sqrt{f'_c} \qquad (12.5.3.4)$$

donde el valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para calcular V_n no debe exceder ***8,3 MPa***.

12.5.3.5. Para diafragmas conformados por una capa de compresión de hormigón construida in situ colocada sobre elementos prefabricados, se debe cumplir con (a) y (b):

(a) V_n debe calcularse de acuerdo con la ecuación (12.5.3.3) y deben seleccionarse las dimensiones de la sección transversal de modo que se cumpla con la ecuación (12.5.3.4). A_{cv} debe calcularse usando el espesor de la capa de compresión en los diafragmas formados por una capa de compresión sin acción compuesta y por el espesor combinado de los elementos prefabricados y la capa de compresión in situ para los diafragmas con acción compuesta. Para los diafragmas formados con capa de compresión con acción compuesta, el valor de f'_c en las ecuaciones (12.5.3.3) y (12.5.3.4) no debe exceder el menor f'_c de los elementos prefabricados o el f'_c de la capa de compresión.

(b) V_n no debe exceder el valor calculado de acuerdo con los requisitos de corte por fricción de 22.9 considerando el espesor de la capa de compresión localizada sobre las juntas entre los elementos prefabricados con capa de compresión de acción compuesta y no compuesta, y la armadura que atraviesa las juntas entre los elementos prefabricados.

C 12.5.3.5. Para diafragmas con capa de compresión construida in situ sobre elementos prefabricados, el espesor efectivo en 12.5.3.5(a) consiste únicamente del espesor de la capa de compresión cuando la capa de compresión no actúa en forma compuesta con los elementos prefabricados. La capa de compresión tiende a desarrollar fisuras sobre y a lo largo de las juntas entre los elementos prefabricados. Por lo tanto, 12.5.3.5(b) limita la resistencia al corte con la resistencia al corte por fricción de la capa de compresión sobre las juntas entre elementos prefabricados.

12.5.3.6. Para diafragmas consistentes de elementos prefabricados interconectados sin una capa de compresión de hormigón, y para diafragmas consistentes de elementos prefabricados con fajas de borde formadas por una capa de compresión de hormigón colocado in situ o vigas de borde, se permite diseñar para corte de acuerdo con (a) o (b), o ambos:

(a) La resistencia nominal de las juntas inyectadas con mortero no debe exceder ***0,55 MPa***. Se debe diseñar armadura para resistir corte con los requisitos de fricción-corte de 22.9. La armadura de corte por fricción debe colocarse en forma adicional a la armadura requerida para resistir la tracción debida a momento y fuerza axial.

C 12.5.3.6. En los diafragmas sin capa de compresión, se puede resistir el corte usando armadura para corte por fricción en las juntas inyectadas con mortero (FEMA P751). La armadura para corte por fricción es adicional a la armadura requerida por cálculo para resistir otras fuerzas de tracción en el diafragma, tales como aquellas debidas al momento y fuerza axial, o debidas a la tracción del colector. La intención es reducir la apertura de las juntas resistiendo simultáneamente el corte por medio de la armadura de corte por fricción. De manera alternativa o adicionalmente, se pueden usar conectores mecánicos para transferir el corte a través de las juntas de los elementos prefabricados. En este caso, se debería prever alguna apertura de las juntas. Los conectores mecánicos deberían ser capaces de mantener la resistencia de cálculo cuando las aperturas que se prevén en las juntas ocurran.

(b) Los conectores mecánicos que atraviesen las juntas entre los elementos prefabricados deben diseñarse para resistir el corte requerido por las aperturas previstas entre las juntas.

12.5.3.7. Para cualquier diafragma, en el cual el corte es transferido desde el diafragma a un colector, o desde el diafragma o colector a un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales, se debe cumplir con (a) o (b):

(a) Cuando el corte es transferido a través del hormigón, se deben aplicar los requisitos de 22.9 para corte por fricción.

(b) Cuando el corte es transferido usando conectores mecánicos o barras, se deben considerar los efectos de levantamiento y rotación del elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

C 12.5.3.7. Además de contar con resistencia al corte adecuada en su plano, un diafragma debería armarse para transferir el corte a través de armadura de corte por fricción o conectores mecánicos a los colectores y elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. En los diafragmas construidos completamente in situ, la armadura aportada para otros fines normalmente es adecuada para transferir las fuerzas desde el diafragma hacia los colectores a través de la armadura de corte por fricción. Sin embargo, se puede requerir armadura adicional para transferir el corte del diafragma o de los colectores hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales a través de armadura de corte por fricción. La ***Figura C 12.5.3.7*** ilustra un detalle común para las barras destinadas a esta finalidad.

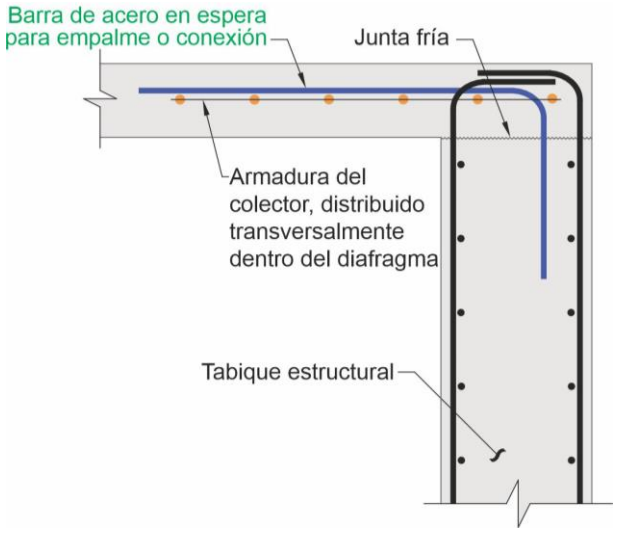


Figura C 12.5.3.7. *Detalles de barras aportadas para transferir corte a un tabique estructural a través de la armadura de corte por fricción.*

12.5.4. Colectores

C 12.5.4. Colectores

Un colector es la región del diafragma que transfiere las fuerzas entre el diafragma y un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Se puede extender transversalmente dentro del diafragma para reducir las tensiones nominales y la congestión de la armadura, como se aprecia en la ***Figura C 12.5.3.7***. Cuando el ancho de un colector se extiende dentro de la losa, el ancho del colector a cada lado del elemento vertical no debería exceder aproximadamente la mitad del ancho de contacto entre el colector y el elemento vertical.

12.5.4.1. Los colectores deben extenderse desde los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales a través de toda o parte de la altura del diafragma según se requiera para transferir el corte desde el diafragma a los elementos verticales. Se permite descontinuar un colector a lo largo de los

C 12.5.4.1. El procedimiento de diseño de 12.5.1.3(a) modela el diafragma como una viga de altura total con flujo de corte uniforme. Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden en la altura total del diafragma, se requiere de colectores para transferir el corte que actúa a lo largo de

elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales donde no se requiere transferencia de las fuerzas de diseño de los colectores.

los segmentos restantes en la altura del diafragma, como se aprecia en la ***Figura C 12.5.4.1***. También se pueden considerar colectores de longitud parcial, pero debería diseñarse una trayectoria completa de fuerza que sea capaz de transmitir todas las fuerzas del diafragma al colector y a los elementos verticales (Moehle et al., 2010).

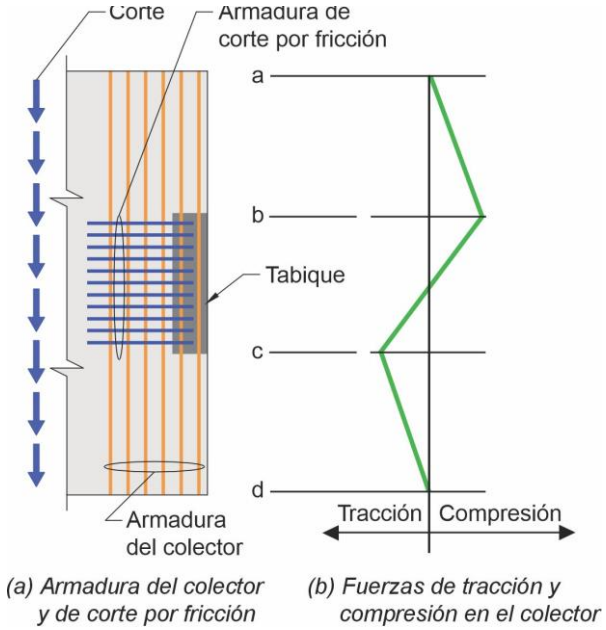


Figura C 12.5.4.1. *Colector de altura total y armadura de corte por fricción requerida para transferir las fuerzas del colector al tabique*

12.5.4.2. Los colectores deben diseñarse como elementos a tracción, o compresión, o ambos, de acuerdo con 22.4.

C 12.5.4.2. Las fuerzas de tracción y compresión en un colector están determinadas por los esfuerzos de corte del diafragma que se transmiten a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales (ver la ***Figura C 12.5.4.1***). Para el proyecto de colectores en elementos sismorresistentes, dirigirse al ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

12.5.4.3. Cuando se diseña un colector para transferir fuerzas a un elemento vertical, la armadura del colector debe extenderse a lo largo del elemento vertical al menos en la mayor longitud definida entre (a) y (b):

(a) La longitud requerida para anclar la armadura en tracción.

(b) La longitud requerida para transmitir las fuerzas de diseño al elemento vertical a través de armadura de corte por fricción, de acuerdo con 22.9, o a través de conectores mecánicos u otros mecanismos de transferencia de fuerzas.

C 12.5.4.3. Además de tener una longitud de anclaje suficiente, la armadura del colector debería extenderse lo necesario para transferir todas sus fuerzas a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Es una práctica común el extender algunas de las armaduras del colector en toda la longitud del elemento vertical, de modo que las fuerzas del colector puedan transmitirse de manera uniforme a través de la armadura de corte por fricción (ver la ***Figura C 12.5.4.1***). La ***Figura C 12.5.4.3*** muestra un ejemplo de la armadura de colector extendida para transmitir las fuerzas a las tres columnas de pórtico.

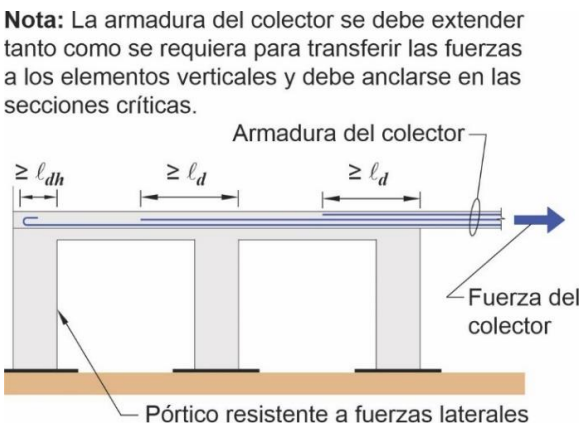


Figura C 12.5.4.3. *Esquema de la transferencia de fuerzas del colector hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.*

12.6. LÍMITES DE LA ARMADURA

12.6.1. La armadura para resistir las tensiones de contracción y temperatura debe cumplir con 24.4.

12.6.2. Excepto para losas sobre el terreno, los diafragmas que forman parte del entrepiso o cubierta deben cumplir con los límites de armadura para losas en una dirección de acuerdo con 7.6 ó en dos direcciones de acuerdo con 8.6, la que sea aplicable.

12.6.3. La armadura diseñada para resistir las fuerzas en el plano del diafragma debe sumarse a la armadura diseñada para resistir otros efectos de carga, excepto que se permite considerar la armadura colocada para resistir fuerzas debidas a la contracción y variación de temperatura como parte de la armadura para resistir las fuerzas en el plano del diafragma.

12.7. DETALLES DE LA ARMADURA

C 12.7. DETALLES DE LA ARMADURA

12.7.1. Generalidades

C 12.7.1. Generalidades

12.7.1.1. El recubrimiento de hormigón para la armadura debe cumplir con 20.5.1.

C 12.7.1.1. Para elementos sismorresistentes, el recubrimiento de hormigón debe cumplir con lo especificado en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

12.7.1.2. Las longitudes de anclaje de la armadura conformada y pretensada deben calcularse de acuerdo con 25.4, a menos que el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024*** exija mayores longitudes.

12.7.1.3. Los empalmes de la armadura conformada deben cumplir con 25.5.

12.7.1.4. Los paquetes de barras deben cumplir con 25.6.

12.7.2. Separación de la armadura

12.7.2.1. La separación mínima de la armadura, s, debe cumplir con 25.2.

12.7.2.2. La separación máxima de la armadura conformada, s, debe ser la menor entre cinco veces el espesor del diafragma y ***450 mm***.

C 12.7.2. Separación de la armadura

C 12.7.2.1. Para estructuras sismorresistentes, se deben cumplir con los requisitos establecidos en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

12.7.3. Armadura de diafragmas y colectores

12.7.3.1. Excepto para las losas sobre el terreno, los diafragmas que forman parte del entrepiso o cubierta deben cumplir con los detalles para losas en una dirección de acuerdo con 7.7 o para losas en dos direcciones de acuerdo con 8.7, los que sean aplicables.

12.7.3.2. Las fuerzas calculadas de tracción o compresión en la armadura para cada sección del diafragma o colector deben anclarse a cada lado de esa sección.

12.7.3.3. La armadura colocada para resistir tracción debe extenderse más allá del punto en que ya no se requiere para resistirla en una distancia al menos igual a la longitud de anclaje ℓ_d de la armadura, excepto en los bordes del diafragma y en las juntas de expansión.

C 12.7.3. Armadura de diafragmas y colectores

C 12.7.3.2. Las secciones críticas para el anclaje de la armadura generalmente ocurren en los puntos de máxima tensión, en los puntos donde la armadura adyacente se termina y ya no es necesaria para resistir las fuerzas de diseño y en otros puntos de discontinuidad del diafragma.

C 12.7.3.3. Para una viga, el Reglamento exige que la armadura de flexión se extienda la mayor longitud entre d y $12d_b$ más allá de los puntos donde ya no se requiere para flexión. Estas extensiones son importantes en las vigas con el fin de protegerlas de fallas por adherencia o corte que pudieran resultar de las imprecisiones en la ubicación calculada para tensión de tracción. No se ha informado acerca de este tipo de fallas en diafragmas. Para simplificar el diseño y evitar extensiones excesivamente largas de las barras que resultarían de aplicar las disposiciones para vigas a los diafragmas, este requisito sólo pide que la armadura para tracción se extienda ℓ_d más allá de los puntos donde ya no se requiere para resistir tracción.

CAPÍTULO 13. FUNDACIONES

13.1. ALCANCE

13.1.1. Este Capítulo debe aplicarse al diseño de fundaciones pretensadas y no pretensadas, incluyendo fundaciones superficiales de (a) hasta (e), fundaciones profundas de (f) hasta (i) y muros de contención (j) y (k):

(a) Bases corridas.

(b) Bases aisladas.

(c) Bases combinadas.

(d) Plateas de fundación.

(e) Vigas sobre el terreno.

(f) Cabezales de pilotes.

(g) Pilotes.

(h) Pilotes excavados.

(i) Pilas de fundación (caissons).

(j) Muros de contención en voladizo.

(k) Muros de contención en voladizo con contrafuertes.

C 13.1. ALCANCE

En este capítulo se presentan los requisitos aplicables específicamente a las fundaciones, sin embargo, la mayoría de los requisitos usados para el diseño de las fundaciones se encuentran en otros capítulos del Reglamento. Esos capítulos se mencionan en el ***Capítulo 13***. Sin embargo, la aplicabilidad de los requisitos específicos, dentro de ellos, puede no estar explícitamente definida para las fundaciones

C 13.1.1. En la ***Figura C 13.1.1*** se ilustran ejemplos de las fundaciones tratadas en este capítulo. Las bases escalonadas e inclinadas se consideran un subconjunto de otros tipos de bases.

El presente reglamento contiene requisitos para el diseño de fundaciones profundas.

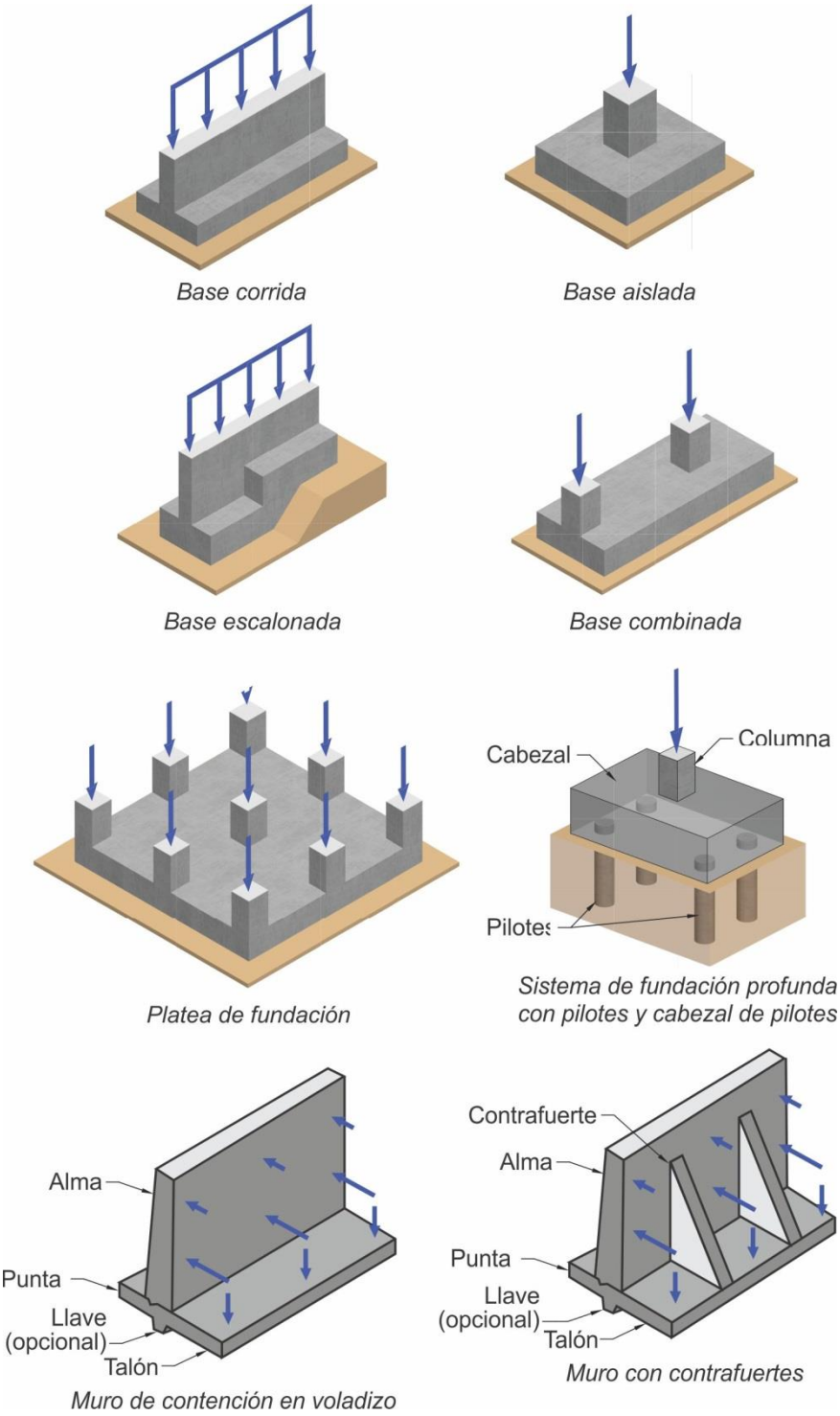


Figura C 13.1.1*. Tipos de fundaciones*

13.2. GENERALIDADES

C 13.2. GENERALIDADES

13.2.1. Materiales

13.2.1.1. Las propiedades para el cálculo del hormigón deben seleccionarse de acuerdo con el ***Capítulo 19***.

13.2.1.2. Las propiedades del acero para el cálculo de las armaduras deben seleccionarse de acuerdo

con el ***Capítulo 20***.

13.2.1.3. Los requisitos de los materiales, dimensionamiento y detallado de los insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.6.

13.2.2. Conexión a otros elementos

13.2.2.1. El dimensionamiento y detallado de las conexiones a las fundaciones de columnas, pedestales y tabiques, construidos in situ y prefabricados, deben cumplir con 16.3.

13.2.3. Efectos sísmicos

13.2.3.1. Los elementos estructurales situados por debajo de la base de la estructura que se requieren para transmitir a la fundación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben diseñarse de acuerdo con los requisitos establecidos en el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

C 13.2.3. Efectos sísmicos

13.2.4. Plateas de fundación

13.2.4.1. Las plateas de fundación que transmiten cargas verticales o fuerzas laterales provenientes de otras partes de la estructura al suelo deben proyectarse y construirse de acuerdo con las disposiciones aplicables de este Reglamento.

13.2.4.2. Las plateas de fundación que transmiten fuerzas laterales, como parte del sistema sismorresistentes, deben cumplir los requisitos establecidos en el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

C 13.2.4. Plateas de fundación

A menudo las plateas de fundación actúan como un diafragma para mantener la integridad de la edificación a nivel del terreno y minimizar los efectos de movimientos fuera de fase del terreno que pueden producirse debajo de la edificación. En estos casos, la platea debería ser armada y detallada adecuadamente. Como lo exige en el ***Capítulo 26***, los documentos de construcción deberían indicar claramente que estas plateas de fundación son elementos estructurales con el fin de prohibir que sean cortadas con sierra.

13.2.5. Hormigón simple

13.2.5.1. Las fundaciones de hormigón simple deben proyectarse de acuerdo con el ***Capítulo 14***.

13.2.6. Criterio de diseño

13.2.6.1. Las fundaciones deben proyectarse para resistir los efectos de las presiones de contacto, la estabilidad contra vuelco y deslizamiento en la interfaz suelo-fundación, de acuerdo con los requisitos que determine la autoridad competente.

C 13.2.6. Criterio de diseño

C 13.2.6.1. Las capacidades admisibles del suelo o las resistencias admisibles de las fundaciones profundas deben determinarse mediante los principios de la Mecánica de Suelos y de acuerdo con los requisitos que determine la autoridad competente, hasta tanto se emita un documento al respecto. La dimensión del área de una base de fundación superficial o el número y distribución de los elementos de una fundación profunda, se establecen utilizando la resistencia geotécnica y las combinaciones de carga para estados de servicio, o utilizando la resistencia geotécnica nominal con factores de resistencia y combinaciones de carga mayorados.

Solo es necesario transmitir a la zapata los momentos calculados en la base de la columna o pedestal. Para la transmisión de fuerzas y momentos a las bases, no es necesario tener en cuenta el requisito de momento mínimo debido a consideraciones de esbeltez dado en 6.6.4.5.

13.2.6.2. Para las fundaciones superficiales en una dirección, bases aisladas en dos direcciones, bases combinadas en dos direcciones y plateas de fundación, se permite despreciar el factor de efectos de dimensión especificado en 22.5 para resistencia al corte en una dirección y en 22.6 para resistencia al corte en dos direcciones.

13.2.6.3. Los elementos de la fundación deben proyectarse para resistir las cargas mayoradas y las correspondientes reacciones inducidas, excepto en lo que se permite en 13.4.2.

C 13.2.6.3. Para diseñar por resistencia una base o cabezal de pilotes, deberían determinarse las reacciones inducidas debido a cargas mayoradas aplicadas a la fundación. Para una base aislada cargada concéntricamente, la tensión en el suelo debida a las cargas mayoradas, se calcula como la carga mayorada dividida por el área de la base. Para el caso de bases o plateas de fundación con carga excéntrica, se pueden usar las cargas aplicadas, mayoradas, determinar las tensiones en el suelo. Para cabezales de pilotes o plateas de fundación soportadas por fundaciones profundas, pueden usarse las cargas mayoradas para determinar las reacciones de los elementos. No obstante, las tensiones o reacciones resultantes pueden ser incompatibles con el diseño geotécnico resultando en reacciones de la sub base inaceptables o de inestabilidad (Rogowsky and Wight, 2010). En estos casos, el proyecto debería ajustarse coordinadamente con el ingeniero geotécnico.

Solo se requiere transmitir a la base de fundación, el momento calculado en la base de la columna o pedestal. No hay necesidad de considerar los requisitos de momento mínimo por razones de esbeltez de 6.6.4.5, para la transferencia de fuerzas y momentos a las bases.

13.2.6.4. Los sistemas de fundaciones pueden proyectarse mediante cualquier procedimiento que cumpla con las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica.

C 13.2.6.4. Se permite el proyecto de la fundación basado directamente sobre los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que se pueda demostrar que se satisfacen todos los criterios de resistencia y comportamiento en servicio. El proyecto de la fundación se puede realizar mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en un continuo linealmente elástico, soluciones numéricas basadas en elementos discretos o análisis de líneas de fluencia. En todos los casos, se debería incluir el análisis y la evaluación de los estados de tensión en los puntos de aplicación de la carga o reacciones del pilote correspondientes a corte y torsión, así como a flexión.

13.2.6.5. Se permite proyectar las fundaciones de acuerdo con el método de puntal-tensor del ***Capítulo 23***.

C 13.2.6.5. Un ejemplo de la aplicación de este requisito se presenta en los cabezales de pilotes, como el mostrado en la ***Figura C 13.1.1***. Los cabezales de pilotes pueden proyectarse usando modelos tridimensionales puntal-tensor que cumplan con el ***Capítulo 23*** (Adebar et al., 1990) siempre y cuando se cumplan también los límites de corte de 23.4.4.

La ***Figura C 13.2.6.5*** ilustra la aplicación de los límites del esfuerzo de corte de 23.4.4 y los requisitos de 13.2.7.2 para el cálculo del corte en una dirección, en una zapata aislada, utilizando el método de puntal-tensor. La tensión del suelo hasta una distancia ***d*** de la cara de la columna o tabique, no contribuye al corte a través de la fisura crítica (Uzel et al., 2011), pero la presión del suelo dentro de ***d*** **,** sí contribuye

al momento flexor en la cara de la columna o tabique.

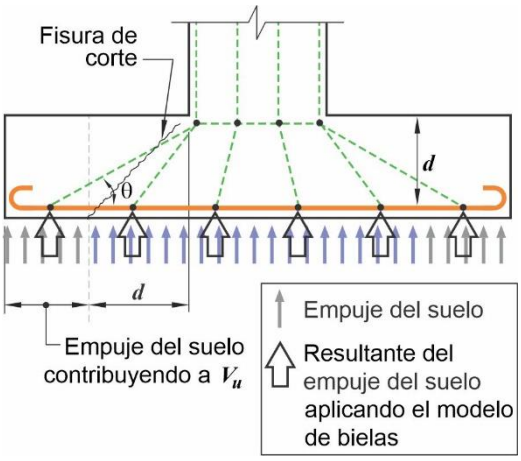


Figura C 13.2.6.5. *Cálculo al corte en una dirección de una base aislada, utilizando el método de puntal-tensor*

13.2.6.6. El momento externo en cualquier sección de una base corrida, base aislada o cabezal de pilote, debe determinarse pasando un plano vertical a través del elemento y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total del elemento que quede a un lado de dicho plano vertical.

13.2.7. Secciones críticas para fundaciones superficiales y cabezales de pilotes

C 13.2.7. Secciones críticas para fundaciones superficiales y cabezales de pilotes

13.2.7.1. M_u en el elemento soportado se debe calcular en la sección crítica indicada en la ***Tabla 13.2.7.1***.

Tabla 13.2.7.1. Localización de la sección crítica para M_u

Elemento soportado	Localización de la sección crítica
Columna o pedestal	Cara de la columna o pedestal
Columna con placa base de acero	Punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero
Tabique de hormigón	Cara del tabique
Muro de mampostería	Punto medio entre el centro y la cara del muro de mampostería

13.2.7.2. La localización de la sección crítica para corte mayorado de acuerdo con 7.4.3, para corte en una dirección con 8.4.3 y para corte en dos direcciones con 8.4.4.1; debe medirse desde la ubicación de la sección crítica para M_u definida en 13.2.7.1.

C 13.2.7.2. La resistencia a corte de una base se determina para las condiciones más severas de las establecidas en 8.5.3.1.1 y 8.5.3.1.2. La sección crítica para corte se mide a partir de la cara del elemento soportado (columna, pedestal o tabique), salvo para muros de mampostería y elementos apoyados sobre placas de base de acero.

El cálculo del corte requiere que la reacción del suelo se obtenga a partir de las cargas mayoradas, y que la resistencia de cálculo esté de acuerdo con el ***Capítulo 22***.

Donde sea necesario, el corte alrededor de pilotes individuales puede investigarse siguiendo 8.5.3.1.2. Si los perímetros para corte se superponen, el perímetro crítico modificado, b_o , debería tomarse como la porción de la envolvente más pequeña de los perímetros para corte individuales que en realidad resistirán el corte crítico para el grupo bajo consideración. En la ***Figura C 13.2.7.2*** se ilustra una situación como la descrita.

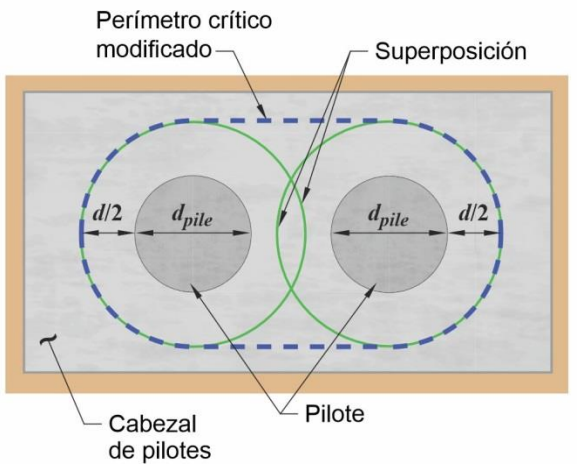


Figura C 13.2.7.2. *Sección crítica modificada para corte con perímetros críticos superpuestos*

13.2.7.3. Para la localización de las secciones críticas para momento, corte y longitud de anclaje de la armadura, en fundaciones, se permite considerar las columnas o pedestales de hormigón de forma circular o de polígono regular como elementos cuadrados con la misma área.

13.2.8. Anclaje de la armadura en fundaciones superficiales y cabezales de pilotes

13.2.8.1. El anclaje de la armadura debe cumplir con el ***Capítulo 25***.

13.2.8.2. Las fuerzas de tracción y compresión calculadas para la armadura, en cada sección, deben anclarse a cada lado de la sección.

13.2.8.3. Las secciones críticas para anclaje de la armadura deben suponerse en las mismas ubicaciones dadas en 13.2.7.1, para momento mayorado máximo y en todos los planos verticales donde ocurran cambios de sección o de armadura.

13.2.8.4. La armadura de tracción debe estar adecuadamente anclada donde la tensión en la misma no sea directamente proporcional al momento, tal como ocurre en fundaciones inclinadas, con escalones o de sección variable, o donde la armadura de tracción no sea paralela a la cara de compresión.

13.3. FUNDACIONES SUPERFICIALES

C 13.3. FUNDACIONES SUPERFICIALES

13.3.1. Generalidades

C 13.3.1. Generalidades

13.3.1.1. El área mínima de una base de fundación, debe dimensionarse para que no se exceda la capacidad portante admisible cuando actúan las fuerzas y momentos aplicados a la misma. La capacidad portante admisible debe determinarse de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos o de rocas, u otros requisitos que determine la autoridad competente.

C 13.3.1.1. La discusión sobre las dimensiones de las fundaciones superficiales se presenta en C 13.2.6.1.

13.3.1.2. La altura total de la fundación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva de la armadura inferior sea al menos ***150 mm***.

13.3.1.3. En las fundaciones inclinadas, escalonadas, o ahusadas, el ángulo de inclinación y la altura y ubicación de los escalones deben ser tales que se cumplan los requisitos de proyecto en cada sección.

C 13.3.1.3. Para el anclaje de la armadura en fundaciones inclinadas, escalonadas o ahusadas se trata en 13.2.8.4.

13.3.2. Fundaciones superficiales en una dirección

13.3.2.1. El dimensionamiento y detallado de las fundaciones superficiales armadas en una dirección, incluyendo las bases corridas, bases combinadas y vigas sobre el terreno, deben cumplir con el 13.3.2 y con los requisitos aplicables de los ***Capítulos 7 y 9***.

13.3.2.2. En bases armadas en una dirección, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

13.3.3. Bases aisladas en dos direcciones

C 13.3.3. Bases aisladas en dos direcciones

13.3.3.1. El dimensionamiento y detallado de bases aisladas armadas en dos direcciones, deben cumplir con el 13.3.3 y con las disposiciones aplicables de los ***Capítulos 7 y 8***.

13.3.3.2. En bases cuadradas armadas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata en ambas direcciones.

13.3.3.3. En bases rectangulares, la armadura debe distribuirse de acuerdo con (a) y (b):

(a) La armadura en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en todo el ancho de la zapata.

(b) Para la armadura en la dirección corta, una porción de la armadura total, $\gamma_s A_s$, debe distribuirse uniformemente en una faja de ancho igual a la longitud del lado corto de la zapata, centrada con respecto al eje de la columna o pedestal. El resto de la armadura requerida en la dirección corta, $(1 - \gamma_s)A_s$, debe distribuirse

C 13.3.3.3. Para minimizar posibles errores de construcción al colocar las barras, una práctica común es aumentar la cuantía de la armadura en la dirección corta en $2\beta/(\beta+1)$ y espaciarla uniformemente a lo largo de la dimensión larga de la zapata (CRSI Handbook 1984; Fling 1987).

uniformemente en las zonas que queden fuera de la faja central de la zapata, donde γ_s se calcula por medio de:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)} \qquad (13.3.3.3)$$

donde β es la relación entre el lado largo y el lado corto de la zapata.

13.3.4. Bases combinadas en dos direcciones y plateas de fundación

C 13.3.4. Bases combinadas en dos direcciones y plateas de fundación

13.3.4.1. El dimensionamiento y detallado de bases combinadas, armadas en dos direcciones y plateas de fundación, deben cumplir con el 13.3.4 y con los requisitos aplicables del ***Capítulo 8***.

C 13.3.4.1. En ACI 336.2R se presentan recomendaciones detalladas para el diseño de bases combinadas y plateas de fundación. Ver también Kramrisch and Rogers (1961).

13.3.4.2. El método de diseño directo no debe utilizarse para el proyecto de bases combinadas y plateas de fundación.

C 13.3.4.2. El método de diseño directo es un método utilizado para el proyecto de losas en dos direcciones. Ver C 6.2.4.1.

13.3.4.3. La distribución de la tensión de contacto bajo bases combinadas y plateas de fundación, debe estar de acuerdo con las propiedades del suelo o roca y de la estructura, y cumplir con los principios establecidos de mecánica de suelos o de rocas.

C 13.3.4.3. Se pueden aplicar métodos de diseño que utilicen cargas mayoradas y factores de reducción de resistencia ϕ a bases combinadas y plateas de fundación, independientemente de la distribución de presiones en el suelo.

13.3.4.4. La armadura mínima en plateas de fundación, no pretensadas, debe cumplir con los requisitos de 8.6.1.1.

C 13.3.4.4. Para mejorar el control de fisuración debida a gradientes térmicos y para atravesar con armadura a tracción probables fisuras de corte por punzonamiento, el Proyectista debería considerar la conveniencia de especificar armadura continua en ambas direcciones, colocada cerca de ambas caras de las plateas de fundación.

13.3.5. Muros como vigas sobre el terreno

13.3.5.1. El dimensionamiento de muros como vigas sobre el terreno debe cumplir con los requisitos aplicables del ***Capítulo 9***.

13.3.5.2. Si una viga sobre el terreno es considerada una viga de gran altura, de acuerdo con 9.9.1.1, el diseño debe cumplir con los requisitos de 9.9.

13.3.5.3. Los muros como vigas sobre el terreno deben cumplir con los requisitos de armadura mínima de 11.6.

13.3.6. Componentes de muros de contención en voladizo

C 13.3.6. Componentes de muros de contención en voladizo

13.3.6.1. El alma de un muro de contención en voladizo se debe dimensionar como una losa en una dirección, de acuerdo con los requisitos aplicables del ***Capítulo 7***.

13.3.6.2. El alma de un muro de contrafuertes, debe diseñarse como una losa armada en dos direcciones, de acuerdo con los requisitos aplicables del ***Capítulo***

C 13.3.6.2. Los muros de contención en voladizo o con contrafuertes, tienden más a comportarse en dos direcciones que en una dirección; por lo tanto, se debería

8.

13.3.6.3. Para muros de espesor uniforme, la sección critica para momento y corte debe ser la interfaz entre el alma y la base. Para muros de espesor variable, los cortes y momentos deben analizarse en toda la altura del muro.

tener un cuidado adicional para el control de fisuración en ambas direcciones.

C 13.3.6.3. En general, la junta entre el alma del muro y la base se abriría bajo cargas laterales; por lo tanto, la sección crítica debería estar en la cara de la junta. Si se requieren ganchos para anclar la armadura de flexión del muro, estos, se deberían colocar cerca de la parte inferior de la zapata, con el extremo libre de las barras orientado hacia la cara opuesta del muro (Nilson and Losberg, 1976).

13.4. FUNDACIONES PROFUNDAS

C 13.4. FUNDACIONES PROFUNDAS

13.4.1. Generalidades

C 13.4.1. Generalidades

13.4.1.1. El número y distribución de los elementos de una fundación profunda debe determinarse de tal manera que las fuerzas y momentos aplicados a la fundación no excedan la resistencia admisible de la fundación profunda. La resistencia admisible de la fundación profunda debe determinarse mediante los principios de mecánica de suelos o de rocas, u otros requisitos que determine la autoridad competente.

13.4.1.2. El diseño de los elementos de una fundación profunda debe realizarse de acuerdo con 13.4.2 ó 13.4.3.

C 13.4.1.1. La discusión general para la selección del número y disposición de los pilotes, pilotes excavados y pilas de fundación se encuentra en C 13.2.6.1.

13.4.2. Resistencia axial admisible

C 13.4.2. Resistencia axial admisible

13.4.2.1. Se permite dimensionar un elemento de fundación profunda utilizando las combinaciones de carga para dimensionar por tensiones admisibles, y la resistencia admisible especificada en la ***Tabla 13.4.2.1*** si se cumple con (a) y (b).

(a) El elemento de fundación profunda está arriostrado lateralmente en toda su longitud.

(b) Las fuerzas aplicadas causan momentos flexores, en el elemento de fundación profunda, menores que el momento debido a una excentricidad accidental de ***5 %*** del diámetro o el ancho del elemento.

C 13.4.2.1. Se deberían considerar los potenciales cambios al arriostramiento lateral del elemento de fundación profunda debido a licuación, excavación u otras causas.

En la sección 2.4 del SEI/ASCE 7-2016, se dan las combinaciones de carga para dimensionar por tensiones admisibles.

Los valores dados en la ***Tabla 13.4.2.1*** representan un límite superior para condiciones del suelo bien conocidas y con mano de obra de calidad. Un valor más bajo para la resistencia admisible a la compresión puede ser apropiado, dependiendo de las condiciones del suelo y los procedimientos de construcción y control de calidad. Para pilotes de tornillo (augered piles) inyectados con mortero, donde el mortero de inyección se coloca a través de un tornillo de alma hueca en la medida que se retira del suelo, el coeficiente de resistencia de ***0,3*** está basado en un factor de reducción de resistencia de ***0,6***. El proyectista debería considerar cuidadosamente la resistencia confiable del mortero de inyección, los métodos de ensayo de la resistencia del mortero de inyección y el área mínima de la sección del pilote, teniendo en cuenta las condiciones del suelo y los procedimientos constructivos. Se da información adicional en ACI 543R.

Tabla 13.4.2.1. Máxima resistencia a la compresión admisible para elementos de fundación profunda

Tipo de elemento de fundación profunda	Máxima resistencia a la compresión admisible[1]	
Pilotes excavados o de tornillo (augered pile) de hormigón construidos in situ sin camisa metálica	$P_a = 0{,}3f'_cA_g + 0{,}4f_yA_s$	(a)
Pilotes de hormigón construidos in situ, en roca o dentro de tubería o u otro tipo de camisa metálica permanente, que no cumplen con 13.4.2.3	$P_a = 0{,}33f'_cA_g + 0{,}4f_yA_s$ [2]	(b)
Pilotes de hormigón con camisa metálica confinados, de acuerdo con 13.4.2.3	$P_a = 0{,}4f'_cA_g$	(c)
Pilote de hormigón prefabricados no pretensados	$P_a = 0{,}33f'_cA_g + 0{,}4f_yA_s$	(d)
Pilote de hormigón prefabricado pretensados	$P_a = (0{,}33f'_c - 0{,}27f_{pc})A_g$	(e)

[1] A_g aplica al área de la sección bruta. Si se utiliza una camisa temporal, la cara interior de la camisa debe considerarse la superficie del hormigón.
[2] A_s no incluye la camisa de acero, tubo o tubería.

13.4.2.2. Si 13.4.2.1(a) ó 13.4.2.1(b) no se cumplen, el elemento de fundación profunda debe proyectarse utilizando el cálculo por resistencia de acuerdo con 13.4.3.

13.4.2.3. Los elementos de fundación profunda de hormigón construidos in situ con camisa metálica se consideran confinados si se cumplen las siguientes condiciones desde (a) hasta (f):

(a) El dimensionamiento no debe utilizar la camisa para resistir ninguna porción de la carga axial impuesta.

(b) La camisa debe tener una punta sellada y debe hincarse con mandril.

(c) El espesor de la camisa no debe ser menor que ***1,7 mm***.

(d) La camisa no debe tener costuras, o tener costuras de una resistencia igual a la del material de base, y tener una configuración que provea un confinamiento adecuado al hormigón construido in situ.

(e) La relación de la resistencia a la fluencia del acero de la camisa a f'_c debe ser, al menos ***6***, y la resistencia a la fluencia del acero de la camisa debe ser, al menos, ***210 MPa***.

(f) El diámetro nominal del elemento debe ser menor o igual a ***400 mm***.

C 13.4.2.3. Esta resistencia admisible está fundamentada en la resistencia adicional aportada al hormigón por la acción de confinamiento de la camisa de acero. Esta resistencia es aplicable únicamente a acero que no soporta carga axial y la tensión en el acero es causada por efecto de anillo en tracción en contraposición de compresión axial. En este Reglamento, las camisas de acero para pilotes no deben considerarse en el diseño de pilotes para resistir una porción de la carga axial del pilote. Requisitos para elementos designados para ser compuestos con tubos de acero o camisas están cubiertos en AISC 360.

La eventual corrosión de la camisa de acero debería tenerse en cuenta, pues los requisitos están basados en que el pilote está colocado en un ambiente no corrosivo.

13.4.2.4. Se permite el uso de resistencias admisibles mayores que las especificadas en la ***Tabla 13.4.2.1*** si la autoridad competente las acepta de acuerdo con 1.4 y se justifican por medio de pruebas de carga.

C 13.4.2.4. Para mayor información, en IBC se presentan requisitos geotécnicos y de pruebas de carga para elementos de fundaciones profundas.

13.4.3. Cálculo por resistencia

13.4.3.1. Se permite el cálculo por resistencia de acuerdo con 13.4.3, para todos los elementos de fundaciones profundas.

13.4.3.2. El cálculo por resistencia de elementos de fundaciones profundas debe realizarse de acuerdo con 10.5 utilizando los factores de reducción de resistencia, para resistencia a la compresión de la ***Tabla 13.4.3.2***, para carga axial sin momento, y los factores de reducción de resistencia de la ***Tabla 21.2.1*** para tracción, corte y fuerza axial y momento combinados. Los requisitos de 22.4.2.4 y 22.4.2.5 no son aplicables para fundaciones profundas.

C 13.4.3. Cálculo por resistencia

C 13.4.3.2. El cálculo por resistencia de elementos de fundaciones profundas se analiza en detalle en ACI 543R,

Si los pilotes excavados o de tornillo (augered pile), construidos in situ, serán sometidos a flexión, corte o cargas de tracción, los factores de reducción de resistencia deberían ajustarse apropiadamente considerando las condiciones del suelo, los procedimientos de control de calidad que se implementarán, la calidad de la mano de obra esperada y la experiencia local. En ACI 543R se dan guías para el ajuste de los factores.

Tabla 13.4.3.2. Factores de reducción de resistencia ϕ por compresión para elementos de fundación profunda

Tipo de elemento de fundación profunda	Factor de reducción de resistencia ϕ por compresión	
Pilotes excavados o de tornillo (augered pile) de hormigón construidos in situ sin camisa metálica[1]	0,55	(a)
Pilotes de hormigón construidos in situ en roca, dentro de tubería[2] u otro tipo de camisa metálica permanente que no cumple con 13.4.2.3	0,60	(b)
Pilotes construidos in situ de tubería de acero rellena con hormigón[3]	0,70	(c)
Pilotes de hormigón con camisa metálica confinados de acuerdo con 13.4.2.3	0,65	(d)
Pilote de hormigón prefabricados no pretensados	0,65	(e)
Pilote de hormigón prefabricados pretensado	0,65	(f)

[1] El factor ***0,55*** representa un límite superior para condiciones de suelo bien conocidas con mano de obra de calidad. Puede ser apropiado adoptar un valor menor para el factor de reducción de resistencia, dependiendo de las condiciones del suelo, los procedimientos de construcción y el control de calidad.
[2] Para espesores de la pared del tubo de acero menores que ***6 mm***.
[2] El espesor de la pared del tubo de acero debe ser al menos ***6 mm***.

13.4.4. Fundaciones profundas construidas in situ

13.4.4.1. Las fundaciones profundas construidas in situ que estén sometidas a levantamiento o donde M_u es mayor que $0{,}4M_{cr}$, deben armarse, a menos que estén encamisadas por una tubería de acero estructural.

13.4.4.2. Las partes de los elementos de fundaciones profundas expuestas al aire, agua o suelo que no sea capaz de aportar una restricción adecuada a lo largo de la longitud del elemento para evitar su pandeo lateral, deben proyectarse como columnas de acuerdo con las disposiciones aplicables del ***Capítulo 10***.

C 13.4.4. Fundaciones profundas construidas in situ

13.4.5. Pilotes de hormigón prefabricado

13.4.5.1. Los pilotes de hormigón prefabricado deben cumplir con los requisitos de 13.4.5.2 hasta 13.4.5.6.

13.4.5.2. La armadura longitudinal debe disponerse de forma simétrica.

13.4.5.3. Para pilotes prefabricados no pretensados, la armadura longitudinal debe colocarse de acuerdo con (a) y (b):

(a) Un mínimo de ***4 barras***.

(b) Un área mínima de $\mathbf{0{,}008}A_g$.

13.4.5.4. Para pilotes prefabricados pretensados, el pretensado efectivo en el pilote debe aportar una tensión promedio mínima de compresión, en el hormigón, de acuerdo con la ***Tabla 13.4.5.4***.

Tabla 13.4.5.4. Tensión mínima de compresión en pilotes prefabricados pretensados

Longitud del pilote (m)	Tensión de compresión mínima (MPa)
Longitud del pilote ≤ 10	2,8
10 < Longitud del pilote ≤ 15	3,8
Longitud del pilote > 15	4,8

13.4.5.5. Para pilotes prefabricados pretensados, el pretensado efectivo en el pilote debe calcularse con base en una pérdida total de ***210 MPa*** en el acero pretensado.

13.4.5.6. La armadura longitudinal debe estar rodeada por armaduras transversales, de acuerdo con la ***Tabla 13.4.5.6(a)***, con una separación de acuerdo con la ***Tabla 13.4.5.6(b)***.

Tabla 13.4.5.6(a). Dimensión mínima de la armadura transversal

Menor dimensión horizontal h del pilote (mm)	Dimensión mínima del alambre de la armadura transversal
h < 500	6 mm
h ≥ 500	8 mm

C 13.4.5. Pilotes de hormigón prefabricado

C 13.4.5.6. La armadura transversal mínima requerida por este artículo, es normalmente suficiente para las tensiones del proceso de manipuleo e hincado. Estos requisitos para pilotes prefabricados de hormigón están basados en información del IBC 2008. Los requisitos mínimos para pilotes de hormigón prefabricado que soportan edificaciones en zonas sísmicas deben cumplir con lo establecido en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

Tabla 13.4.5.6(b). Máxima separación de la armadura transversal

Ubicación del armadura dentro del pilote	Separación máxima entre centros (mm)
Primeros cinco estribos cerrados o espiral, en cada extremo del pilote	25
600 mm de cada extremo del pilote	100
Resto del pilote	150

13.4.6. Cabezales de pilotes

C 13.4.6. Cabezales de pilotes

13.4.6.1. Se debe seleccionar la altura total del cabezal de pilotes de tal manera que la altura efectiva de la armadura inferior sea, como mínimo, ***300 mm***.

13.4.6.2. Los momentos y cortes mayorados pueden calcularse suponiendo que la reacción del pilote está concentrada en el baricentro de la sección del pilote.

13.4.6.3. Excepto para los cabezales de pilotes proyectados de acuerdo con 13.2.6.5, el cabezal de pilote debe proyectarse de tal manera que se cumpla con: (a) para las fundaciones en una dirección y se cumpla con: (a) y (b) para las fundaciones en dos direcciones.

(a) $\phi V_n \geq V_u$ donde V_n debe calcularse de acuerdo con 22.5 para corte en una dirección, V_u debe calcularse de acuerdo con 13.4.6.5 y ϕ debe cumplir con 21.2.

(b) $\phi v_n \geq v_u$ donde v_n debe calcularse de acuerdo con 22.6 para corte en dos direcciones, v_u debe calcularse de acuerdo con 13.4.6.5 y ϕ debe cumplir con 21.2.

13.4.6.4. Si el cabezal de pilotes se diseña de acuerdo con el método puntal-tensor, como se permite en 13.2.6.5, la resistencia efectiva a compresión del hormigón de los puntales, f_{ce} , debe determinarse de acuerdo con 23.4.3.

C 13.4.6.4. Típicamente se requiere calcular la resistencia efectiva a la compresión del hormigón por medio de las expresiones (d) o (f) de la ***Tabla 23.4.3(a)*** debido a que en general no es posible colocar, de forma práctica, armadura de confinamiento que cumpla con 23.5 en un cabezal de pilotes.

13.4.6.5. El cálculo del corte mayorado en cualquier sección del cabezal de pilote, debe cumplir con (a) hasta (c):

(a) Se debe considerar que la reacción total de cualquier pilote con su centro ubicado a $d_{pile}/2$ o más, hacia afuera de la sección, produce corte en dicha sección.

(b) Se debe considerar que la reacción de cualquier pilote con su centro localizado $d_{pile}/2$ o más,

C 13.4.6.5. Cuando los pilotes estén ubicados dentro de las secciones críticas medidas a una distancia d o $d/2$ a partir de la cara de la columna, para corte en una o dos direcciones, respectivamente, se debería considerar un límite superior para la resistencia a corte en la sección adyacente a la cara de la columna. En *CRSI Handbook* (1984) se presenta una guía para esta situación.

hacia el lado interior de una sección, no produce corte en dicha sección.

(c) Para posiciones intermedias del centro del pilote, la parte de la reacción del pilote que produce corte en la sección debe resultar de la interpolación lineal entre el valor total a $d_{pile}/2$, hacia afuera de la sección, y el valor cero correspondiente a $d_{pile}/2$, hacia adentro de la sección.

CAPÍTULO 14. HORMIGÓN SIMPLE

14.1. ALCANCE

C 14.1. ALCANCE

14.1.1. Este capítulo debe aplicarse al proyecto de elementos de hormigón simple, incluyendo (a) y (b):

(a) Elementos en estructuras de edificios.

(b) Elementos en estructuras diferentes a edificios tales como arcos, estructuras subterráneas, tabiques de gravedad, y tabiques de escudo.

14.1.2. Este capítulo no controla el proyecto e instalación de pilas y pilotes construidos "in situ" y embebidos en el terreno.

C 14.1.2. Elementos estructurales, tales como pilotes y pilas de hormigón simple construidos "in situ" y enterrados en suelo u otros materiales suficientemente rígidos para aportar un arriostramiento lateral adecuado para prevenir el pandeo, no están cubiertos en este Reglamento.

14.1.3. El uso del hormigón simple estructural se permite solamente en los casos (a) hasta (d):

(a) Elementos que están apoyados de manera continua sobre el suelo o que están apoyados sobre otros elementos estructurales capaces de aportarles un apoyo vertical continuo.

(b) Elementos en los cuales el efecto de arco genera compresión bajo todas las condiciones de carga.

(c) Tabiques.

(d) Pedestales.

C 14.1.3. Dado que la resistencia y la integridad estructural de elementos de hormigón simple estructural se basa solamente en el tamaño del elemento, en la resistencia del hormigón y otras propiedades del hormigón, el uso de hormigón simple estructural debería estar limitado a elementos:

(a) Que están básicamente en un estado de compresión.
(b) Que pueden tolerar fisuras aleatorias sin que menoscaben su integridad estructural.
(c) Para los cuales la ductilidad no es una característica esencial del proyecto.

La resistencia a tracción del hormigón puede utilizarse en el cálculo de elementos de hormigón simple estructural. Las tensiones de tracción debidas a la restricción de los efectos de fluencia lenta, contracción o variación de temperatura deben ser consideradas para evitar una fisuración descontrolada o una falla estructural.

14.1.4. La aceptación de hormigón simple en estructuras sismorresistentes será determinado por el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

14.1.5. No se permite usar hormigón simple para columnas ni cabezales de pilotes.

C 14.1.5. Dado que el hormigón simple carece de la ductilidad necesaria que deberían poseer las columnas y debido a que las fisuras aleatorias en una columna no armada muy probablemente pondrían en peligro su integridad estructural, el Reglamento no permite el uso de hormigón simple en columnas. Sin embargo, se permite su uso en pedestales, limitados a una relación entre la altura no arriostrada lateralmente y la menor dimensión lateral de ***3*** ó menos (ver los artículos 14.1.3(d) y 14.3.3).

14.2. GENERALIDADES

C 14.2. GENERALIDADES

14.2.1. Materiales

14.2.1.1. Las propiedades de cálculo para el hormigón deben cumplir con el ***Capítulo 19***.

14.2.1.2. La armadura de acero, si se requiere, debe cumplir con el ***Capítulo 20***.

14.2.1.3. Los requisitos de los materiales, cálculo y detalle de insertos embebidos en el hormigón deben cumplir con 20.6.

14.2.2. Conexiones a otros elementos

C 14.2.2. Conexiones a otros elementos

14.2.2.1. La tracción no debe transmitirse a través de los bordes exteriores, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de expansión de un elemento individual de hormigón simple.

14.2.2.2. Los tabiques deben estar arriostrados contra desplazamiento lateral.

C 14.2.2.2. Los requisitos para tabiques de hormigón simple son aplicables solamente a tabiques arriostrados lateralmente de manera que se evite el desplazamiento lateral relativo entre la parte superior e inferior de los elementos individuales del tabique. Este Reglamento no cubre los tabiques en los cuales no hay apoyo horizontal que evite el desplazamiento relativo en la parte superior y la inferior de los elementos del tabique. Dichos tabiques no arriostrados lateralmente deben calcularse como elementos de hormigón armado de acuerdo con este Reglamento.

14.2.3. Prefabricados

C 14.2.3. Prefabricados

14.2.3.1. El proyecto de elementos prefabricados de hormigón simple debe considerar todas las condiciones de carga desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

14.2.3.2. Los elementos prefabricados deben estar conectados para que transfieran todas las fuerzas laterales a un sistema estructural capaz de resistir dichas fuerzas.

Los elementos prefabricados de hormigón simple estructural están sometidos a todas las limitaciones y requisitos para hormigón construido “in situ” que contiene este capítulo.

El enfoque para juntas de contracción o expansión se espera que sea un poco diferente que para hormigón construido “in situ”, dado que la mayor parte de los esfuerzos internos debidos a la contracción se producen antes del montaje. Para asegurar la estabilidad, los elementos prefabricados deberían conectarse a otros elementos. Las conexiones deberían ser tales que no se transmita tracción de un elemento a otro.

14.3. LÍMITES DE DISEÑO

C 14.3. LÍMITES DE DISEÑO

14.3.1. Tabiques de carga

C 14.3.1. Tabiques de carga

14.3.1.1. El espesor mínimo de tabiques de carga debe cumplir con la ***Tabla 14.3.1.1***.

C 14.3.1.1. Los tabiques de hormigón simple se utilizan comúnmente en tabiques de sótanos de edificaciones residenciales y comerciales livianas en zonas de baja amenaza sísmica. A pesar de que el Reglamento no impone una limitación a la altura máxima absoluta para el uso de tabiques de hormigón simple, se previene a los proyectistas respecto a la extrapolación de la experiencia con estructuras relativamente menores y respecto al uso de tabiques de hormigón simple en construcciones de varios pisos u otras estructuras mayores, donde los asentamientos diferenciales, el viento, el sismo u otras condiciones de carga no previstas requieren que el tabique tenga cierta ductilidad y capacidad de mantener su integridad una vez fisurado. Para dichas

Tabla 14.3.1.1. Espesor mínimo de los tabiques de carga

Tipo de tabique	Espesor mínimo	
General	Mayor de:	140 mm
		1/24 de la longitud o altura no apoyada, la que sea menor
Tabiques exteriores de sótano	190 mm	
Fundación	190 mm	

condiciones, se incentiva el uso de tabiques proyectados de acuerdo con el ***Capítulo 11***. En zonas de riesgo sísmico consultar el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

14.3.2. Zapatas

C 14.3.2. Zapatas

14.3.2.1. El espesor de las zapatas debe ser al menos ***200 mm***.

C 14.3.2.1. El espesor de las zapatas de hormigón simple de dimensiones normales está generalmente controlado por la resistencia a flexión (tensión en la fibra extrema en tracción no mayor de $0{,}42\phi\lambda\sqrt{f'_c}$) y no por la resistencia al corte (ver el artículo C 14.5.5.1). En zapatas construidas contra el suelo, el espesor total h a usar en los cálculos de resistencia se define en 14.5.1.7.

14.3.2.2. El área de la base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la zapata al suelo y la capacidad admisible del suelo determinada de acuerdo con los principios de la Mecánica de Suelos.

14.3.3. Pedestales

C 14.3.3. Pedestales

14.3.3.1. La relación entre la altura no arriostrada y el promedio de la menor dimensión lateral de pedestales de hormigón simple no debe exceder 3.

C 14.3.3.1. La limitación de altura-espesor para pedestales de hormigón simple no se aplica a las partes de los pedestales embebidas en suelo capaces de aportar arriostramiento lateral.

14.3.4. Juntas de contracción y dilatación

C 14.3.4. Juntas de contracción y dilatación

14.3.4.1. Se deben colocar juntas de contracción o dilatación para dividir los elementos de hormigón simple estructural en elementos discontinuos en flexión. El tamaño de cada elemento debe escogerse para limitar la tensión causada por la restricción de los movimientos debidos a los efectos de fluencia lenta, contracción y variación de temperatura.

C 14.3.4.1. En las construcciones de hormigón simple, las juntas constituyen una consideración de proyecto importante. En hormigón armado, se dispone armadura para resistir las tensiones debidas a la restricción de la fluencia lenta, contracción y variación de temperatura. En hormigón simple, las juntas son el único medio de proyecto para controlar y con esto aliviar el desarrollo de dichas tensiones de tracción. Un elemento de hormigón simple, por lo tanto, debería ser lo suficientemente pequeño, o estar dividido en elementos menores por medio de juntas para controlar el desarrollo de tensiones internas. La junta puede ser una junta de contracción o una junta de dilatación. Se considera suficiente una reducción mínima de un ***25 %*** del espesor del elemento para que una junta de contracción sea efectiva. La junta debería ser de tal forma que no se pueda desarrollar fuerzas de tracción axial ni tracción por flexión en ella después de la fisuración - una condición que se denomina discontinuidad en flexión. Si la fisuración aleatoria debida a los efectos de fluencia lenta, contracción y variación de temperatura no afecta la integridad estructural y, por otra parte, es aceptable (como en el caso de fisuración

transversal de un tabique de fundación continuo), las juntas no son necesarias.

14.3.4.2. El número y localización de las juntas de contracción o dilatación deben determinarse teniendo en cuenta (a) hasta (f):

(a) Influencia de las condiciones climáticas.

(b) Selección y dosificación de materiales.

(c) Mezclado, colocación y curado del hormigón.

(d) Grado de restricción al movimiento.

(e) Tensiones debidas a las cargas a las cuales está sometido el elemento.

(f) Técnicas de construcción.

14.4. RESISTENCIA REQUERIDA

C 14.4. RESISTENCIA REQUERIDA

14.4.1. Generalidades

C 14.4.1. Generalidades

14.4.1.1. La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el ***Capítulo 5***.

C 14.4.1.1. Los elementos de hormigón simple deben calcularse para que tengan una resistencia adecuada ante cargas y fuerzas mayoradas. Cuando las resistencias de cálculo se excedan, debería incrementarse la sección o aumentarse la resistencia especificada del hormigón, o ambas, o calcular al elemento como elemento de hormigón armado de acuerdo con los requisitos de este Reglamento. Un aumento en la sección de hormigón puede tener un efecto perjudicial. Las tensiones debidas a las cargas disminuirán, pero las tensiones debidas a los efectos de fluencia lenta, contracción y variación de temperatura pueden aumentar.

14.4.1.2. La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del ***Capítulo 6***.

14.4.1.3. No se debe suponer continuidad a flexión basada en tracción entre elementos adyacentes de hormigón simple estructural.

14.4.2. Tabiques

14.4.2.1. Los tabiques deben calcularse para una excentricidad correspondiente al momento máximo que puede acompañar a la carga axial, pero no menor que $\mathbf{0,10}\boldsymbol{h}$, donde $\boldsymbol{h}$ es el espesor del tabique.

14.4.3. Zapatas

14.4.3.1. Generalidades

14.4.3.1.1. Para zapatas que soportan columnas o pedestales de hormigón de forma circular o de polígono regular, se permite suponerlos cuadrados con la misma área para la determinación de las secciones críticas.

14.4.3.2. Momento mayorado

14.4.3.2.1. La localización de la sección crítica para M_u debe cumplir con la ***Tabla 14.4.3.2.1***.

Tabla 14.4.3.2.1. Localización de la sección crítica para M_u

Elemento soportado	Localización de la sección crítica
Columna o pedestal	En la cara de la columna o pedestal
Columna con platina de base de acero	A la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la platina de base de acero
Tabique de hormigón	En la cara del tabique
Muro de mampostería	A media distancia entre el centro y la cara del muro de mampostería

14.4.3.3. Corte mayorado en una dirección

14.4.3.3.1. La sección crítica para corte en una dirección debe localizarse a una distancia h de (a) y (b), donde h es el espesor de la zapata.

(a) Localización definida en la ***Tabla 14.4.3.2.1***.

(b) La cara de cargas concentradas o áreas de reacción.

14.4.3.3.2. Las secciones localizadas entre (a) o (b) de 14.4.3.3.1 y la sección crítica para corte pueden calcularse para el V_u en la sección crítica para corte.

14.4.3.4. Corte mayorado en dos direcciones

14.4.3.4.1. La sección crítica para corte en dos direcciones debe localizarse de manera que su perímetro b_o sea un mínimo, pero no necesita estar más cerca que $h/2$ de (a) hasta (c):

(a) Las localizaciones definidas en la ***Tabla 14.4.3.2.1***.

(b) La cara de cargas concentradas y áreas de reacción.

(c) Variaciones en el espesor de la zapata.

14.4.3.4.2. Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas o áreas de reacción, la sección crítica para corte en dos direcciones puede calcularse suponiendo lados rectos.

C 14.4.3.4. Corte mayorado en dos direcciones

C 14.4.3.4.1. La sección crítica definida en este requisito es similar a la definida para elementos de hormigón armado en 22.6.4.1, excepto que para hormigón simple la sección crítica se basa en h en lugar que d.

14.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

C 14.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

14.5.1. Generalidades

C 14.5.1. Generalidades

14.5.1.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable la resistencia de cálculo en todas las secciones debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) hasta (d). Debe considerarse la interacción entre los efectos de las cargas.

(a) $\phi M_n \geq M_u$

(b) $\phi P_n \geq P_u$

(c) $\phi V_n \geq V_u$

(d) $\phi B_n \geq B_u$

C 14.5.1.1. Ver el artículo C 9.5.1.1.

14.5.1.2. ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

C 14.5.1.2. El factor de reducción de la resistencia ϕ para cálculo del hormigón simple es igual para todas las condiciones de resistencia. Dado que tanto la resistencia a tracción por flexión como la resistencia a corte para el hormigón simple dependen de las características de resistencia a tracción del hormigón, sin una reserva de resistencia o ductilidad por la ausencia de armaduras, se ha considerado apropiado usar factores de reducción de resistencia iguales tanto para flexión como para corte.

14.5.1.3. Se permite tener en cuenta la resistencia a tracción del hormigón en el cálculo.

C 14.5.1.3. La tracción por flexión puede ser considerada en el cálculo de elementos de hormigón simple para resistir cargas, siempre que las tensiones calculadas no excedan los valores admisibles, y se dispongan juntas de construcción, contracción o dilatación para aliviar las tensiones de tracción debidas a la restricción de fluencia lenta, contracción y variación de temperatura.

14.5.1.4. El cálculo de la resistencia para flexión y carga axial debe basarse en una relación tensión-deformación unitaria lineal, tanto en tracción como en compresión.

14.5.1.5. λ para hormigón liviano debe cumplir con 19.2.4.

14.5.1.6. No se debe asignar resistencia a la armadura de acero.

14.5.1.7. Al calcular la resistencia de un elemento a flexión, flexión y carga axial combinada, o corte, debe considerarse en el cálculo la sección completa, excepto para el hormigón construido contra el suelo en donde la altura total h debe tomarse como ***50 mm*** menos que el espesor especificado.

C 14.5.1.7. El espesor total reducido, h, para hormigón construido contra el suelo tiene en cuenta las irregularidades de la excavación y cierta contaminación del hormigón adyacente al suelo.

14.5.1.8. A menos que se demuestre por un análisis, la longitud horizontal de un tabique considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no debe exceder la distancia entre las cargas, ni el ancho de la zona de carga más cuatro veces el espesor del tabique.

14.5.2. Flexión

14.5.2.1. M_n debe ser el menor valor entre el calculado con la ecuación (14.5.2.1a) en la cara en tracción y el calculado en la cara de compresión con la ecuación (14.5.2.1b):

$$M_n = 0{,}42\,\lambda\sqrt{f'_c}\,S_m \qquad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0{,}85\,f'_c\,S_m \qquad (14.5.2.1b)$$

donde S_m es el módulo elástico de la sección correspondiente.

C 14.5.2. Flexión

C 14.5.2.1. La ecuación (14.5.2.1b) puede controlar las secciones transversales asimétricas.

14.5.3. Compresión axial

14.5.3.1. P_n se calcula como:

$$P_n = 0{,}60\,f'_c\,A_g\left[1-\left(\frac{\ell_c}{32\,h}\right)^2\right] \qquad (14.5.3.1)$$

C 14.5.3. Compresión axial

C 14.5.3.1. La ecuación (14.5.3.1) se presenta para reflejar el intervalo general de condiciones de arriostramiento y restricción encontrados en los extremos de elementos de hormigón simple. El factor de longitud efectiva, como modificador de la distancia vertical entre apoyos ℓ_c , fue omitido debido a que es conservador para tabiques en que se suponen apoyos articulados, los cuales deben estar arriostrados contra desplazamiento lateral como requiere 14.2.2.2.

14.5.4. Flexión y carga axial de compresión

14.5.4.1. A menos que lo permita 14.5.4.2, las dimensiones de los elementos deben seleccionarse de acuerdo con la ***Tabla 14.5.4.1***, donde M_n debe calcularse de acuerdo con la ecuación (14.5.2.1b) y P_n debe calcularse de acuerdo con la ecuación (14.5.3.1).

Tabla 14.5.4.1. Flexión y carga axial de compresión combinadas

Localización	Ecuación de interacción	
Cara de tracción	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \le \phi\,0{,}42\,\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
Cara de compresión	$\frac{M_u}{\phi\,M_n} + \frac{P_u}{\phi\,P_n} \le 1{,}0$	(b)

14.5.4.2. En tabiques de hormigón simple de sección rectangular maciza, cuando $M_u \le P_u(h/6)$, se puede omitir M_u en el cálculo y P_n se calcula por medio de:

$$P_n = 0{,}45\,f'_c\,A_g\left[1-\left(\frac{\ell_c}{32\,h}\right)^2\right] \qquad (14.5.4.2)$$

C 14.5.4.2. Cuando la carga resultante cae dentro del tercio central del espesor del tabique, los tabiques de hormigón simple se pueden calcular usando la ecuación simplificada (14.5.4.2). Las cargas excéntricas y las fuerzas laterales se usan para determinar la excentricidad total de la fuerza axial mayorada P_u . La ecuación (14.5.4.2) refleja el intervalo de condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos encontradas en el cálculo de tabiques. Las limitaciones de 14.2.2.2, 14.3.1.1 y 14.5.1.8 aplican tanto para tabiques calculados siguiendo 14.5.4.1 ó siguiendo 14.5.4.2.

14.5.5. Corte

14.5.5.1. V_n se calcula de acuerdo con la ***Tabla 14.5.5.1***.

Tabla 14.5.5.1. Resistencia nominal a corte

Acción de corte	Resistencia nominal a corte, V_n		
Una dirección	$0{,}11\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w h$		(a)
Dos direcciones	Menor de:	$0{,}11\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o h$ [1]	(b)
		$0{,}22\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o h$	(c)

[1] β corresponde a la relación de lado largo a lado corto de la carga concentrada o del área de la reacción.

C 14.5.5. Corte

C 14.5.5.1. Las dimensiones de los elementos de hormigón simple están normalmente controladas por la resistencia a tracción en lugar de la resistencia al corte. La tensión de corte (como substituto de la tensión principal de tracción) es raro que controle. Sin embargo, dado que es difícil anticipar todas las condiciones posibles en las cuales se deba investigar el corte, por ejemplo, en llaves de corte, se mantiene como requisitos la investigación de esta condición de tensión básica.

Los requisitos de corte para hormigón simple suponen una sección no fisurada. La falla por corte en hormigón simple será una falla por tracción diagonal, que se producirá cuando la tensión principal de tracción cerca del eje neutro iguale la resistencia a tracción del hormigón. Dado que la mayor parte de la tensión principal de tracción se debe al corte, el Reglamento resguarda contra una falla por tracción limitando el corte admisible en el eje neutro, calculado a partir de la ecuación para una sección de material homogéneo:

$$v = \frac{VQ}{Ib}$$

Donde v y V son la tensión de corte y el esfuerzo de corte, respectivamente, en la sección considerada; Q es el momento estático del área arriba o abajo del eje neutro; I es el momento de inercia de la sección bruta; y b es el ancho de la sección en el lugar donde se calcula la tensión de corte.

14.5.6. Aplastamiento

14.5.6.1. B_n debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 14.5.6.1***.

Tabla 14.5.6.1. Resistencia nominal al aplastamiento

Condiciones geométricas relativas	B_n		
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	Menor de:	$\sqrt{A_2/A_1}\,(0{,}85f'_cA_1)$	(a)
		$2\,(0{,}85f'_cA_1)$	(b)
Otros	$0{,}85f'_cA_1$		(c)

14.6. DETALLES DE LA ARMADURA

14.6.1. Se deben colocar al menos dos barras de ***16 mm*** alrededor de ventanas, puertas, y de aberturas de tamaño similar. Dichas barras deben extenderse al menos ***600 mm*** más allá de las esquinas de las aberturas o deben anclarse para desarrollar f_y en tracción en las esquinas de las aberturas.

CAPÍTULO 15. NUDOS VIGA-COLUMNA Y LOSA-COLUMNA

15.1. ALCANCE

15.1.1. Este Capítulo se aplica al diseño y detalle de los nudos, viga-columna y losa-columna, hormigonados in situ.

C 15.1. ALCANCE

Un nudo es la parte de una estructura común de elementos que se intersectan, mientras que la conexión está compuesta por el nudo y parte de los elementos adyacentes. El ***Capítulo 15*** está enfocado en los requisitos de diseño para nudos viga-columna y nudos losa-columna.

Para estructuras asignadas a Categorías de Diseño Sísmico se deben cumplir con los requisitos establecidos en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

15.2. GENERALIDADES

15.2.1. Los nudos viga-columna deben cumplir con los requisitos del artículo 15.3 y los requisitos de resistencia del artículo 15.4.

15.2.2. Los nudos viga-columna y losa-columna deben cumplir con las disposiciones del artículo 15.5 para transmitir la fuerza axial de la columna a través del sistema de entrepiso.

15.2.3. Cuando la carga gravitatoria, viento, sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento en los nudos viga-columna, el corte que se derive de la transmisión de momento se debe tomar en consideración en el diseño del nudo.

15.2.4. En nudos de esquina entre dos elementos, se deben considerar los efectos de los momentos de apertura y cierre dentro del nudo.

15.2.5. Si una viga, que aportica en el nudo y genera corte en el nudo, tiene una altura que excede dos veces la dimensión de la columna, el análisis y diseño del nudo se debe basar en el modelo de bielas de acuerdo con el ***Capítulo 23***, y se deben cumplir (a) y (b):

(a) La resistencia de cálculo al corte del nudo, determinado de acuerdo con el ***Capítulo 23***, no debe exceder ϕV_n calculado de acuerdo con el artículo 15.4.2.

(b) Se deben cumplir los requisitos de detalle del artículo 15.3.

15.2.6. Una extensión de la columna que se supone aporta continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del corte, en el nudo considerado, debe cumplir (a) y (b):

(a) La columna se extiende por encima del nudo al menos una longitud igual a la dimensión de la columna, h, medida en la dirección del corte del nudo considerado.

C 15.2. GENERALIDADES

Ensayos de nudos con extensiones de las vigas, con longitudes de al menos iguales a sus alturas, han indicado resistencias a corte del nudo similares a las de nudos con vigas continuas. Estos resultados sugieren que extensiones de las vigas y columnas, cuando se dimensionan y se arman adecuadamente con barras longitudinales y transversales, aportan un confinamiento efectivo en las caras del nudo (Meinheit and Jirsa, 1981). Las extensiones, que aportan continuidad a las vigas y columnas a través del nudo, no contribuyen al esfuerzo de corte del nudo si no dan soporte a las cargas externas aplicadas.

Los ensayos (Hanson and Connor, 1967) han demostrado que los nudos viga-columna arriostrados lateralmente en sus cuatro lados por vigas de aproximadamente la misma altura, muestran un mejor comportamiento en comparación con nudos sin sus cuatro lados confinados por vigas bajo carga cíclica reversible.

Los nudos de esquina ocurren cuando dos elementos no colineales transfieren momento y además terminan en el nudo. Un nudo exterior al nivel de cubierta es un ejemplo de nudo de esquina entre dos elementos, también denominado nudo tipo rodilla. Los nudos de esquina son vulnerables a la falla por flexión ya sea a partir de los momentos de apertura o cierre, aun si las resistencias a flexión en las caras del nudo son suficientes. La consideración de la transferencia de momento a través de una sección diagonal, a lo largo de un nudo de esquina que conecta un elemento en voladizo, es crítica debido a que el momento que actúa a través del nudo no puede ser redistribuido.

El ***Capítulo 23*** presenta requisitos para el diseño y detalle de nudos de esquina cuando se utiliza el modelo de bielas. Klein (2008) da guías adicionales sobre el diseño de esquinas de pórticos utilizando el modelo de bielas. Los requisitos para la armadura transversal en nudos de esquina se presentan en el artículo 15.3. Hasta tanto se emita un documento al respecto, se recomienda consultar el documento ACI 352R que aporta guías adicionales sobre detalles de nudos.

(b) La armadura longitudinal y transversal de la columna, localizada debajo del nudo, se continúa a través de la extensión.

15.2.7. Una extensión de la viga que se supone aporta continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del corte, en el nudo considerado, debe cumplir (a) y (b):

(a) La viga se extiende más allá de la cara del nudo al menos una longitud igual a la altura de la viga ***h***.

(b) La armadura longitudinal y transversal de la viga, en la cara opuesta del nudo, se continúa a través de la extensión.

15.2.8. Un nudo viga-columna se debe considerar confinado en la dirección del corte, en el nudo considerado, si existen dos vigas transversales que satisfagan los puntos (a), (b) y (c):

(a) El ancho de cada viga transversal es al menos tres cuartos del ancho de la cara de la columna al cual llega la viga.

(b) Las vigas transversales se extienden al menos una distancia igual a la altura de la viga, ***h***, más allá de las caras del nudo.

(c) Las vigas transversales contienen, al menos, dos barras continuas tanto superiores como inferiores, que cumplen con el artículo 9.6.1.2, y estribos que satisfacen los artículos 9.6.3.4 y 9.7.6.2.2.

15.2.9. Para conexiones losa-columna que transfieran momento, los requisitos de resistencia y de detalle deben cumplir con los requisitos aplicables del ***Capítulo 8***, y los artículos 15.3.2 y 22.6.

Para nudos en los cuales la altura de la viga es significativamente mayor que la dimensión de la sección transversal de la columna, una biela diagonal entre las esquinas del nudo puede no ser efectiva. Por lo tanto, el Reglamento requiere que los nudos, en los cuales la altura de la viga excede dos veces la dimensión de la sección transversal de la columna, se diseñen utilizando el modelo de bielas del ***Capítulo 23***.

La transferencia de flexión a través de nudos, entre la losa y las columnas de esquina o de borde, está cubierta en el ***Capítulo 8***.

En este Reglamento, se modificó la clasificación de elementos de vigas y columnas que llegan a las caras de los nudos para distinguir a aquellos elementos que aportan al corte en el nudo de aquellos que no aportan al corte en el nudo pero que pueden servir para confinar el nudo. Para una dirección dada del corte en el nudo, el confinamiento lateral está dado por las vigas transversales mientras que el ancho de las vigas que generan el corte en el nudo se tiene en cuenta por medio del ancho efectivo del nudo dado en el artículo 15.4.2.4. Esta clasificación se hizo con el propósito de establecer la resistencia al corte nominal del nudo en la ***Tabla 15.4.2.3***. Para los nudos viga-columna con columnas circulares, el ancho y altura de la sección transversal de la columna se pueden tomar como los de una columna de sección cuadrada de área equivalente.

15.3. DETALLE DE LOS NUDOS

C 15.3. DETALLE DE LOS NUDOS

15.3.1. Armadura transversal en nudos viga-columna

C 15.3.1. Armadura transversal en nudos viga-columna

15.3.1.1. Los nudos viga-columna deben satisfacer los artículos 15.3.1.2 hasta 15.3.1.4, a menos que se cumpla con (a) hasta (c):

(a) El nudo se considera confinado por vigas transversales de acuerdo con el artículo 15.2.8 en todas las direcciones del corte considerado.

(b) Los nudos no son parte del sistema designado para resistir fuerzas sísmicas.

C 15.3.1.1. Los ensayos (Hanson and Connor, 1967) han demostrado que la región de un nudo de una conexión viga-columna, en el interior de un edificio, no requiere armadura de corte si el nudo está arriostrado lateralmente en sus cuatro lados por vigas de aproximadamente la misma altura. No obstante, en nudos que no están restringidos de esta manera, tales como los ubicados en el exterior del edificio, se requiere armadura de corte con el fin de prevenir el deterioro debido a la fisuración por corte (ACI 352R). Estos nudos también pueden requerir armadura transversal para evitar el pandeo de la armadura longitudinal de la columna.

15.3.1.2. La armadura transversal del nudo constará de estribos cerrados, zunchos en espiral, o estribos cerrados de confinamiento que cumplen los

requisitos del artículo 25.7.2 para estribos cerrados, del artículo 25.7.3 para zunchos en espiral, y del artículo 25.7.4 para estribos cerrados de confinamiento.

15.3.1.3. Se deben colocar al menos dos capas de armadura transversal horizontal dentro de la altura de la viga de menor altura que llega al nudo.

15.3.1.4. La separación de la armadura transversal del nudo s no debe ser mayor de ***200 mm*** dentro de la altura de la viga más alta que llega al nudo.

15.3.2. Armadura transversal en nudos losa-columna

15.3.2.1. Con la excepción de cuando el nudo losa-columna está arriostrado lateralmente en sus cuatro lados por la losa, la armadura transversal de la columna se debe continuar a través del nudo losa-columna, incluyendo los capiteles de la columna, los ábacos, y los cabezales de corte, de acuerdo con el artículo 25.7.2 para estribos cerrados, el artículo 25.7.3 para zunchos en espiral, y el artículo 25.7.4 para estribos cerrados de confinamiento.

15.3.3. Armadura longitudinal

15.3.3.1. El anclaje de la armadura longitudinal que termina en el nudo o dentro de una extensión de columna o viga, según se definen en los artículos 15.2.6(a) y 15.2.7(a), debe cumplir con el artículo 25.4.

15.3.3.2. La armadura longitudinal que termina en el nudo con un gancho normal debe tener el gancho orientado hacia la mitad de la altura de la viga o columna.

C 15.3.3. Armadura longitudinal

C 15.3.3.1. Si las barras continúan a través de una extensión descargada en la cara opuesta, la longitud de las barras dentro de la extensión se puede considerar como parte de la longitud de anclaje.

15.4. REQUISITOS DE RESISTENCIA PARA NUDOS VIGA-COLUMNA

C 15.4. REQUISITOS DE RESISTENCIA PARA NUDOS VIGA-COLUMNA

15.4.1. Resistencia requerida al corte

15.4.1.1. El esfuerzo de corte en el nudo V_u se debe calcular en un plano localizado a media altura del nudo utilizando las fuerzas de tracción y compresión generadas por flexión en la viga y corte en la columna, congruentes con (a) o (b):

(a) Para nudos viga-columna con vigas continuas en la dirección del corte, en el nudo considerado, el máximo momento transferido entre la viga y la columna es determinado a partir del análisis con cargas mayoradas.

(b) La resistencia del momento nominal M_u de la viga.

La resistencia al corte del nudo se evalúa independientemente en cada dirección principal de carga de acuerdo con el artículo 15.4.

15.4.2. Resistencia de cálculo al corte

15.4.2.1. La resistencia de cálculo al corte, de nudos viga-columna hormigonados in situ, debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

15.4.2.2. El factor de reducción de resistencia al corte ϕ, será de acuerdo con el artículo 21.2.1.

15.4.2.3. La resistencia de corte nominal V_n del nudo se debe calcular de acuerdo con la ***Tabla 15.4.2.3***.

Tabla 15.4.2.3. Resistencia de corte nominal del nudo V_n

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con el artículo 15.2.8	V_n, N [*]
Continua o cumple con el artículo 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$2{,}0\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		No confinada	$1{,}7\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
	Otras	Confinada	$1{,}7\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		No confinada	$1{,}3\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1{,}7\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		No confinada	$1{,}3\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
	Otras	Confinada	$1{,}3\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		No confinada	$1{,}0\,\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$

[*] λ debe ser ***0,75*** para hormigón liviano y ***1,0*** para hormigón de peso normal.

15.4.2.4. El área de la sección transversal efectiva dentro del nudo, A_j, se debe calcular como el producto de la altura del nudo y el ancho efectivo del nudo. La profundidad del nudo será la dimensión total de la columna, h, en la dirección del corte considerado. El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, si la viga es más ancha que la columna. Si la columna es más ancha que la viga, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

a) Ancho de la viga más la profundidad del nudo.

b) Ancho de la viga más dos veces la distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal de la viga a la cara lateral más cercana de la columna.

C 15.4.2. Resistencia de cálculo al corte

El área efectiva del nudo, A_j, se ilustra en la ***Figura C 15.4.2***. En ningún caso A_j puede ser mayor que el área de la sección transversal de la columna. Una columna circular se puede considerar que tiene una sección cuadrada de igual área. Los diferentes niveles de resistencia del corte dados en el artículo 15.4.2.3 están basados en las recomendaciones del documento ACI 352R, no obstante, se anota que la definición del área efectiva de la sección transversal del nudo del ACI 352R es en algunos casos diferente de A_j. Los valores del ancho efectivo del nudo, calculados utilizando el ACI 352R y este Reglamento, sin embargo, son los mismos o similares en muchas situaciones de diseño.

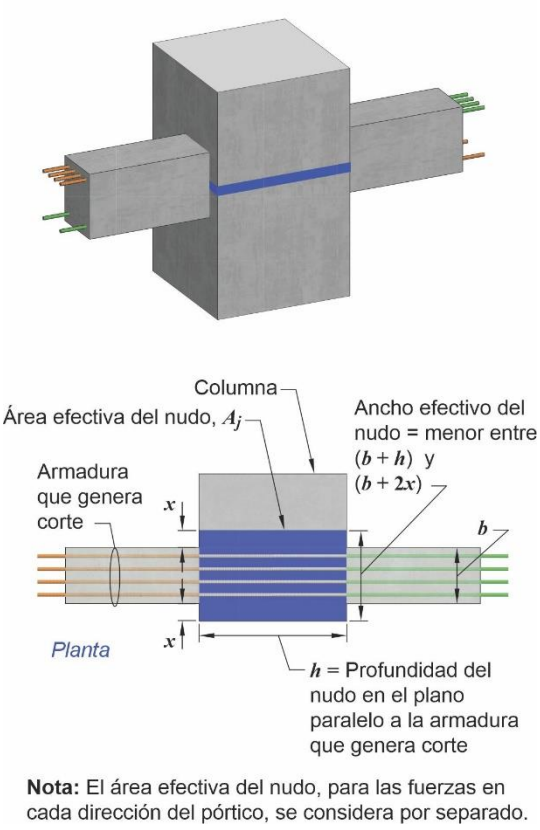


Figura C 15.4.2. *Área efectiva del nudo*

15.5. TRANSMISIÓN DE LA FUERZA AXIAL DE LA COLUMNA A TRAVÉS DEL SISTEMA DE ENTREPISO

15.5.1. Si f'_c del sistema de entrepiso es menor que $0{,}7f'_c$ de una columna, la transmisión de la fuerza axial a través del sistema de entrepiso debe cumplir (a), (b) o (c):

(a) Se debe colocar el hormigón con una resistencia a compresión igual a la especificada para la columna en el sistema de entrepiso en la zona de la columna. El hormigón de la columna se debe extender al menos ***600 mm*** dentro del sistema de entrepiso medido a partir de la cara de la columna, en todo el espesor del sistema entrepiso y debe ser monolítico con el hormigón del entrepiso.

(b) La resistencia de cálculo de la columna a través del sistema de entrepiso se debe calcular con el valor más bajo de la resistencia del hormigón y utilizando barras verticales de empalme en espera y armadura transversal según se requiera, para lograr la resistencia de cálculo.

(c) Para nudos viga-columna arriostrados lateralmente en sus cuatro lados por vigas de aproximadamente la misma altura, que cumplen con los artículos 15.2.7 y 15.2.8(a), y para nudos losa-columna arriostrados en sus cuatro lados por la losa, se permite para calcular la resistencia de cálculo de la columna suponer que la resistencia del hormigón en el nudo de la columna sea igual al ***75 %*** de la resistencia del hormigón de la columna más el ***35 %*** de la resistencia del hormigón del sistema de entrepiso, donde el valor de la resistencia del hormigón de la columna no debe ser mayor que ***2,5 veces*** la resistencia del hormigón del sistema de entrepiso.

C 15.5. TRANSMISIÓN DE LA FUERZA AXIAL DE LA COLUMNA A TRAVÉS DEL SISTEMA DE ENTREPISO

Los requisitos de este articulo consideran el efecto que produce la resistencia del hormigón del sistema de entrepiso sobre la resistencia axial de la columna (Bianchini et al., 1960). Si la resistencia del hormigón del sistema de entrepiso es menor que el ***70 %*** de la resistencia del hormigón de la columna se pueden utilizar los métodos del artículo 15.5.1(a) ó 15.5.1(b) para columnas de esquina o de borde. Los métodos del artículo 15.5.1(a), (b) o (c) se pueden utilizar en columnas interiores.

El uso del procedimiento de colocación del hormigón, descrito en el artículo 15.5.1(a), requiere la colocación de dos mezclas diferentes de hormigón en el sistema de entrepiso. El Reglamento requiere que el hormigón de la columna se coloque en todo el espesor del sistema de entrepiso y que las mezclas se coloquen y permanezcan en estado plástico de tal manera que las dos se puedan vibrar y queden bien integradas. Se puede requerir inspección adicional de este proceso. El ***Capítulo 26*** establece que es responsabilidad del Director de Obra indicar, en los documentos del proyecto, donde se deben colocar los hormigones de menor y mayor resistencia.

Investigaciones (Ospina and Alexander, 1998) han demostrado que cuando la relación entre la resistencia del hormigón de la columna y la resistencia del hormigón de la losa exceden aproximadamente el valor de 2,5, las losas muy cargadas no aportan tanto confinamiento al nudo como lo hacen las losas poco cargadas. En consecuencia, se fija un límite dado en el artículo 15.5.1(c) a la relación de resistencias del hormigón para el diseño.

Como alternativa a los artículos 15.5.1(a) ó 15.5.1(c), el artículo 15.5.1(b) permite el uso de barras de empalme en espera y armadura de confinamiento para incrementar la resistencia efectiva a compresión del hormigón en el núcleo de la columna (Paultre and Légeron, 2008; Richart et al., 1929).

CAPÍTULO 16. CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS

16.1. ALCANCE

Este capítulo se aplica al diseño de juntas y conexiones en la intersección de los elementos de hormigón y para la transferencia de carga entre superficies de hormigón, incluyendo los puntos (a) hasta (d):

(a) Conexiones de elementos prefabricados.

(b) Conexiones entre fundaciones y elementos hormigonados in situ o prefabricados.

(c) Resistencia al esfuerzo de corte horizontal de elementos sujetos a flexión de hormigón compuesto.

(d) Ménsulas cortas.

16.2. CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

C 16.2. CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

16.2.1. Generalidades

C 16.2.1. Generalidades

Los detalles de la conexión deberían disponerse de tal manera que se minimice la posible fisuración debida a movimientos restringidos por fluencia lenta, contracción y variación de temperatura. En Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI MNL-123-88) se presenta información acerca de detalles recomendados de conexiones para estructuras de hormigón prefabricado.

16.2.1.1. Se permite que las fuerzas sean transferidas por medio de juntas inyectadas con mortero, llaves de corte, apoyos, anclajes, conectores mecánicos, armaduras de acero, losa armada de afinado, o una combinación de estos métodos.

C 16.2.1.1. Cuando se usan dos o más métodos de conexión para cumplir con los requisitos de transferencia de fuerzas, deberían considerarse sus características carga-deformación individuales con el fin de confirmar que los mecanismos trabajan en conjunto como se espera.

16.2.1.2. La efectividad de las conexiones debe ser verificada por medio de análisis o de ensayos.

16.2.1.3. No se permite usar detalles de conexión que dependan solamente de la fricción causada por las cargas gravitacionales.

16.2.1.4. Las conexiones y regiones de elementos adyacentes a las conexiones se deben diseñar para resistir las fuerzas y acomodar las deformaciones causadas por todos los efectos de las cargas en el sistema estructural prefabricado.

C 16.2.1.4. El comportamiento estructural de elementos prefabricados puede diferir sustancialmente del comportamiento de elementos similares hormigonados in situ. En la construcción de estructuras prefabricadas, se requiere una especial atención en el diseño de las conexiones para minimizar o transmitir fuerzas debidas a contracción, fluencia lenta, variación de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo.

16.2.1.5. El diseño de las conexiones debe considerar los efectos estructurales de la restricción a la variación de volumen de acuerdo con 5.3.6.

C 16.2.1.5. Las conexiones se deberían diseñar de tal manera que permitan desplazamientos o resistan las fuerzas inducidas por desajustes, cambios de volumen debidos a contracción, fluencia lenta, variaciones de temperatura y otros efectos ambientales. Las conexiones dispuestas para resistir las fuerzas deberían hacerlo sin pérdida de resistencia. Las hipótesis de restricción que se hagan deberían ser congruentes en todos los elementos interconectados. En algunos casos, la fuerza inducida puede actuar en una dirección, pero afectar la resistencia de la conexión en otra dirección. Por ejemplo, la tracción longitudinal inducida por contracción en una viga prefabricada puede afectar la resistencia al corte vertical de la ménsula corta donde se apoya.

16.2.1.6. El diseño de las conexiones debe considerar los efectos de las tolerancias especificadas para la fabricación y el montaje de los elementos prefabricados.

C 16.2.1.6. Ver el artículo C 26.9.1(a).

16.2.1.7. El diseño de conexiones con componentes múltiples debe considerar las diferencias de rigidez, resistencia y ductilidad de los componentes.

16.2.1.8. Deben colocarse estribos cerrados de integridad en sentido vertical, longitudinal y transversal, y alrededor del perímetro de la estructura, de acuerdo con 16.2.4 ó 16.2.5.

C 16.2.1.8. El Apéndice B del *PCI Design Handbook* (MNL, 120) presenta una revisión de integridad estructural y estribos cerrados mínimos de integridad para estructuras con tabiques portantes de hormigón prefabricado.

16.2.2. Resistencia requerida

C 16.2.2. Resistencia requerida

16.2.2.1. La resistencia requerida para las conexiones y regiones adyacentes debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del ***Capítulo 5***.

16.2.2.2. La resistencia requerida para las conexiones y regiones adyacentes debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del ***Capítulo 6***.

16.2.2.3. Para conexiones de apoyo, N_{uc} debe ser como se indica en (a) o (b), pero no puede exceder $N_{uc,max}$, donde $N_{uc,max}$ es la máxima fuerza de restricción que puede ser transmitida a través de la trayectoria de cargas de una conexión de apoyo multiplicada por el factor de carga utilizado para cargas vivas combinadas con los efectos de otras cargas mayoradas.

(a) Para conexiones que no están sobre placas de apoyo, N_{uc} debe calcularse simultáneamente con V_u utilizando las combinaciones de mayoración de carga de 5.3.6. La fuerza de restricción debe tratarse como una carga viva.

(b) Para conexiones sobre placas de apoyo, N_{uc} debe corresponder al ***20 %*** de la reacción vertical sostenida no mayorada multiplicada por un factor de carga de ***1,6***.

C 16.2.2.3. Las conexiones de apoyo sometidas a cargas sostenidas se verán afectadas por cargas de restricción provenientes de los efectos de fluencia lenta, contracción y cambios de temperatura. Las cargas sostenidas son cargas muertas y cualquier otra carga permanente, como son las cargas del suelo o equipo que podrían incluirse con las cargas vivas. El artículo 5.3.6 contiene las consideraciones generales para restricción a efectos de cambio volumétrico y asentamientos diferenciales en combinación con otras cargas, pero no define un factor de carga específico para consideraciones de apoyo de hormigón prefabricado. Los factores de carga se dan con estas salvedades. El $N_{uc,max}$ suministra un límite para el diseño por capacidad.

Para conexiones mecánicas, el contacto de acero con acero, u otros apoyos con fricción apreciable, la fuerza horizontal es debida usualmente a restricción a los cambios volumétricos. Tales conexiones de apoyo se verán sometidas a fuerzas de restricción debidas a cambios volumétricos causados por los efectos de fluencia lenta, contracción y variación de temperatura. Debido a que la

magnitud de las fuerzas de restricción por cambio volumétrico que actúan en una conexión de apoyo usualmente no se pueden calcular con un alto grado de precisión, se requiere tratar la fuerza de restricción, N_{uc} como una carga viva en 16.2.2.3(a) cuando se utilizan las combinaciones de mayoración de carga de 5.3.6 y a multiplicarlas por ***1,6*** en 16.2.2.3(b).

Las conexiones de apoyo comunes de hormigón prefabricado utilizan placas elastoméricas u otros medios de apoyo estructural que limitan las fuerzas transferidas por deformación de la placa o deslizamiento. La carga limitante en ese tipo de conexiones puede tomarse como ***20 %*** de la reacción sostenida no mayorada, como lo reconoce 16.2.2.3(b).

16.2.2.4. Si el coeficiente de fricción del material de la placa se obtuvo por medio de ensayos, se puede obtener $N_{uc,max}$ multiplicando la reacción vertical sostenida no mayorada multiplicada por el coeficiente de fricción y un factor de carga de ***1,6***.

C 16.2.2.4. Los apoyos explícitamente diseñados para fricción baja, tales como las placas deslizantes tratadas en su superficie con politetrafluoroetileno (PTFE), pueden reducir las fuerzas de restricción debidas a cambios volumétricos. Si el coeficiente de fricción para el material de apoyo ha sido determinado de manera confiable tomando en consideración las condiciones de servicio tales como temperatura, envejecimiento y exposición, tal información puede utilizarse para calcular la máxima fuerza de restricción.

16.2.3. Resistencia de cálculo

16.2.3.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, las resistencias de cálculo de las conexiones de elementos prefabricados deben cumplir con:

$$\phi S_n \geq U \qquad (16.2.3.1)$$

16.2.3.2. El factor ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

16.2.3.3. En la superficie de contacto entre elementos de apoyo y elementos apoyados, o entre un elemento de apoyo o apoyado y un elemento de apoyo intermedio, la resistencia nominal al aplastamiento de las superficies de hormigón, B_n , se debe calcular de acuerdo con 22.8. B_n debe ser la menor de las resistencias nominales al aplastamiento del hormigón para la superficie del elemento de apoyo o apoyado y no debe exceder la resistencia de los elementos de apoyo intermedios, si los hay.

16.2.3.4. Cuando el corte sea el efecto principal causado por la carga impuesta y la transferencia de corte ocurre a través de un plano dado, se puede calcular V_n de acuerdo con los requisitos para corte por fricción de 22.9.

16.2.4. Resistencia mínima de las conexiones y requisitos mínimos de los estribos cerrados de integridad

C 16.2.4. Resistencia mínima de las conexiones y requisitos mínimos de los estribos cerrados de integridad

16.2.4.1. Excepto cuando rigen las disposiciones de 16.2.5, los estribos cerrados de integridad,

C 16.2.4.1. No se pretende que estos requisitos mínimos dejen sin efecto otros requisitos aplicables del Reglamento

longitudinales y transversales, deben conectar los elementos prefabricados al sistema resistente ante cargas laterales, y se deben colocar estribos cerrados verticales de integridad de acuerdo con 16.2.4.3 para conectar niveles adyacentes de entrepiso y cubierta.

para el diseño de estructuras prefabricadas de hormigón.

La integridad global de una estructura puede ser mejorada sustancialmente con cambios menores en la cantidad, ubicación y detalle de armado del elemento y en el detalle de los dispositivos de conexión. Los estribos cerrados de integridad estructural deberían constituir una trayectoria de carga completa, y la transferencia de carga a lo largo de esta trayectoria debería ser lo más directa posible. Las excentricidades de la trayectoria de carga, especialmente dentro de cualquier conexión, deberían minimizarse.

16.2.4.2. Si los elementos prefabricados forman diafragmas de entrepiso o de cubierta, las conexiones entre el diafragma y aquellos elementos que están siendo arriostrados lateralmente por el diafragma deben tener una resistencia nominal a la tracción no menor que ***4,4 kN*** por m de longitud.

C 16.2.4.2. Las conexiones entre el diafragma y el elemento arriostrado lateralmente por el diafragma pueden ser directas o indirectas. Por ejemplo, se puede conectar una columna directamente al diafragma o se puede conectar a una viga dintel que esté conectada al diafragma.

16.2.4.3. En las juntas horizontales de todos los elementos prefabricados verticales, excepto los paneles de revestimiento, deben colocarse estribos cerrados verticales de integridad, los cuales deben cumplir con (a) o (b):

(a) Las conexiones entre columnas prefabricadas deben tener estribos cerrados verticales de integridad con una resistencia nominal a tracción no menor a $\mathbf{1{,}4}A_g$ en N, donde A_g es el área bruta de la columna. En columnas con sección transversal mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida basada en la sección transversal requerida. El área efectiva reducida debe ser al menos la mitad del área bruta de la columna.

(b) Las conexiones entre los paneles de tabiques prefabricados deben tener un mínimo de dos estribos cerrados verticales de integridad, con una resistencia nominal a la tracción no menor a ***44 kN*** por estribo cerrado.

C 16.2.4.3. Las conexiones en la base y en las juntas horizontales de columnas y paneles de tabiques prefabricados, inclusive tabiques estructurales, deben ser diseñadas para transmitir todas las fuerzas y momentos de diseño. Los requisitos mínimos de integridad no son adicionales a estos requisitos de diseño. La práctica común es colocar los estribos cerrados de integridad del tabique simétricamente con respecto al eje central del panel de tabique y dentro de las cuartas partes exteriores del ancho del panel, siempre que sea posible.

16.2.5. Requisitos para estribos cerrados de integridad en estructuras con tabiques portantes de hormigón prefabricado que tengan tres o más pisos de altura

C 16.2.5. Requisitos para estribos cerrados de integridad en estructuras con tabiques portantes de hormigón prefabricado que tengan tres o más pisos de altura

En el artículo 16.2.4 se presentan requisitos para estribos cerrados de integridad que son aplicables a todas las estructuras de hormigón prefabricado. Los requisitos específicos de este artículo se aplican únicamente a estructuras con tabiques portantes de hormigón prefabricado con tres o más pisos de altura, muchas veces denominadas estructuras de grandes paneles. Si los requisitos de este artículo se oponen a los requisitos de 16.2.4, rigen los requisitos de este artículo.

Estos requisitos mínimos para estribos cerrados de integridad estructural, para estructuras con tabiques portantes de grandes paneles, tienen como intención proveer una trayectoria de cargas alternativa para el caso

que se pierda el apoyo de uno de los tabiques portantes (Portland Cement Association, 1980). Los estribos cerrados cuando se calculan para efectos de carga específicos pueden exceder estos requisitos mínimos. Los requisitos mínimos para estribos cerrados de integridad se ilustran en la ***Figura C 16.2.5*** y están basados en las recomendaciones del PCI para el diseño de edificios con tabiques portantes de hormigón prefabricado (PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, 1976). La resistencia de los estribos cerrados de integridad se basa en la tensión de fluencia. El Apéndice B del *PCI Design Handbook* (MNL 120) suministra una revisión de integridad estructural y estribos cerrados mínimos de integridad para estructuras con tabiques portantes de hormigón prefabricado.

16.2.5.1. Los estribos cerrados de integridad en sistemas de entrepiso y cubierta deben cumplir con los puntos (a) hasta (f):

(a) En los sistemas de entrepiso y cubierta deben colocarse estribos cerrados de integridad, longitudinales y transversales, capaces de proveer una resistencia nominal a tracción de al menos ***22 kN*** por m de ancho o de largo.

C 16.2.5.1(a). Los estribos cerrados longitudinales de integridad pueden salir desde las losas y ser empalmados, soldados, o conectados mecánicamente, o pueden estar embebidos en las juntas con mortero de inyección, con una longitud y recubrimiento suficiente para desarrollar la fuerza requerida. La longitud de adherencia para la armadura de pretensado sin tensar, cuando se use, debería ser suficiente para desarrollar la tensión de fluencia (Salmons and McCrate, 1977; PCA, 1980).

(b) Deben colocarse estribos cerrados de integridad, longitudinales y transversales, sobre los apoyos de los tabiques interiores y entre el sistema de entrepiso o cubierta y los tabiques exteriores.

(c) Los estribos cerrados de integridad, longitudinales y transversales, deben estar ubicados en, o dentro de, los ***600 mm*** del plano del sistema de entrepiso o cubierta.

C 16.2.5.1(c). Es frecuente colocar los estribos cerrados de integridad en tabiques ubicados razonablemente cerca del plano del sistema de entrepiso o cubierta.

(d) Los estribos cerrados longitudinales de integridad deben orientarse en dirección paralela a las luces de las losas de entrepiso o cubierta y deben estar separados a no más de ***3 m*** medidos centro a centro. Se deben tomar precauciones para transferir las fuerzas alrededor de las aberturas.

(e) Los estribos cerrados transversales de integridad deben orientarse en dirección perpendicular a las luces de las losas de entrepiso o cubierta y deben tener una separación no mayor a la separación de los tabiques portantes.

C 16.2.5.1(e). Los estribos cerrados transversales de integridad pueden colocarse uniformemente separados, ya sea embebidos en los paneles o en la terminación superficial, o pueden concentrarse en los tabiques portantes transversales.

(f) Los estribos cerrados de integridad alrededor del perímetro de cada entrepiso o cubierta, localizados dentro de ***1,2 m*** del borde, deben aportar una resistencia nominal a tracción de al menos ***71 kN***.

C 16.2.5.1(f). Los estribos cerrados perimetrales de integridad no necesitan sumarse a los estribos cerrados de integridad, longitudinales y transversales, requeridos.

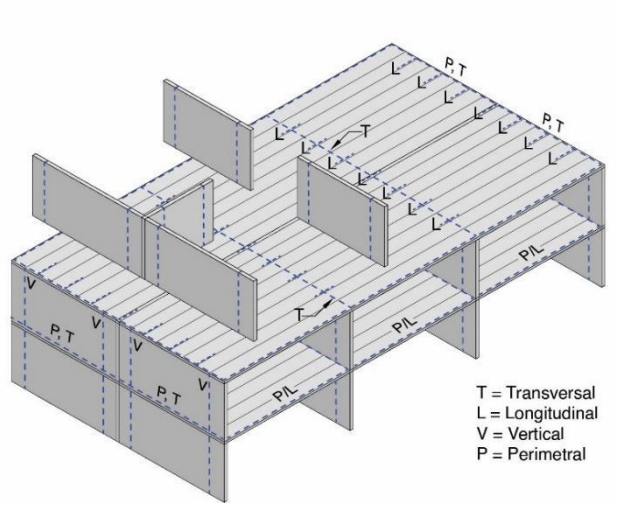


Figura C 16.2.5. *Disposición típica de los estribos cerrados de integridad en estructuras de grandes paneles*

16.2.5.2. Los estribos cerrados verticales de integridad deben cumplir con los puntos (a) hasta (c):

(a) Se deben colocar estribos cerrados de integridad en todos los paneles de tabiques y deben ser continuos en toda la altura de la edificación.

(b) Los estribos cerrados de integridad deben proveer una resistencia nominal a la tracción de al menos ***44 kN*** por m horizontal de tabique.

(c) Se deben colocar al menos dos estribos cerrados de integridad en cada panel de tabique.

16.2.6. Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo

C 16.2.6. Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo

16.2.6.1. Las dimensiones de las conexiones de apoyo deben cumplir con 16.2.6.2 ó 16.2.6.3, a menos que se demuestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado.

16.2.6.2. Para losas, vigas o elementos en forma de T alargada prefabricados, las dimensiones mínimas de diseño, después de considerar las tolerancias, medidas desde la cara del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección de la luz, deben cumplir con la ***Tabla 16.2.6.2***.

Tabla 16.2.6.2. Dimensiones mínimas de diseño desde la cara del apoyo al extremo del elemento prefabricado.

Tipo de elemento	Distancia mínima, mm	
Losas macizas o huecas	Mayor de:	$\ell_n/180$
		50
Vigas o elementos en forma de T alargada	Mayor de:	$\ell_n/180$
		75

Este artículo diferencia entre la longitud de contacto y la longitud del extremo de un elemento prefabricado que está sobre el apoyo. (Ver la ***Figura C 16.2.6***).

Las placas de apoyo distribuyen las cargas y reacciones concentradas sobre el área de contacto, y permiten movimientos horizontales y rotacionales limitados que alivian las tensiones. Para prevenir el descascaramiento bajo las zonas de contacto muy cargadas, las placas de soporte no se deberían extender hasta el borde del apoyo, a menos que el borde esté armado. Los bordes pueden armarse con placas o ángulos de acero anclados. En el artículo 16.5 se presentan los requisitos para las zonas de apoyo en ménsulas cortas.

16.2.6.3. Las placas de apoyo adyacentes a bordes sin armar deben desplazarse hacia atrás un mínimo de ***13 mm*** desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

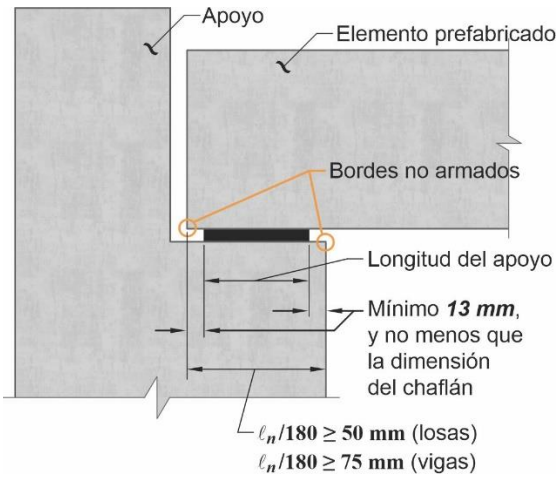


Figura C 16.2.6. *Longitud de contacto en el apoyo*

16.3. CONEXIONES A FUNDACIONES

C 16.3. CONEXIONES A FUNDACIONES

16.3.1. Generalidades

C 16.3.1. Generalidades

16.3.1.1. Las fuerzas y momentos mayorados en la base de columnas, tabiques o pedestales deben transmitirse a la fundación de apoyo a través del aplastamiento en el hormigón y mediante el armado, barras de acero en espera, pernos de anclaje o conectores mecánicos.

C 16.3.1.1. Los requisitos de 16.3.1 hasta 16.3.3 se aplican tanto a las estructuras de hormigón construidas in situ como a las prefabricadas. En 16.3.4 y 16.3.5 se presentan requisitos adicionales para estructuras de hormigón construidas in situ, mientras que en 16.3.6 se presentan los requisitos para construcción con prefabricados.

16.3.1.2. Las armaduras, las barras de acero en espera, o los conectores mecánicos entre los elementos apoyados y la fundación deben ser adecuados para transmitir (a) y (b):

(a) La fuerza de compresión que exceda la menor de las resistencias al aplastamiento del hormigón del elemento soportado o de la fundación, calculadas de acuerdo con 22.8.

(b) Cualquier fuerza de tracción calculada que se transmita a través de la interfaz.

16.3.1.3. En la base de una columna compuesta con un núcleo de acero estructural, se debe cumplir con (a) o (b):

(a) La base de la sección de acero estructural debe diseñarse para que transfiera las fuerzas mayoradas totales provenientes de todo el elemento compuesto a la fundación.

(b) La base de la sección de acero estructural debe diseñarse para que transmita únicamente las cargas mayoradas provenientes solamente del núcleo de acero, y las cargas restantes de las cargas mayoradas totales deben transferirse a la fundación por compresión en el hormigón y por la armadura.

16.3.2. Resistencia requerida

Las cargas y momentos mayorados transferidos a la fundación deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el ***Capítulo 5*** y los procedimientos de análisis del ***Capítulo 6***.

16.3.3. Resistencia de cálculo

C 16.3.3. Resistencia de cálculo

16.3.3.1. La resistencia de cálculo de las conexiones entre columnas, tabiques o pedestales y las fundaciones, debe cumplir con la ecuación (16.3.3.1) para cada combinación de carga aplicable. Las conexiones entre elementos prefabricados y la fundación deben cumplir los requisitos para estribos cerrados verticales de integridad de 16.2.4.3 ó 16.2.5.2.

$$\phi S_n \geq U \qquad (16.3.3.1)$$

donde S_n es la resistencia nominal a flexión, corte, torsión o aplastamiento de la conexión.

16.3.3.2. El factor ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

16.3.3.3. La resistencia a momento y carga axial combinados de las conexiones debe calcularse de acuerdo con 22.4.

16.3.3.4. En la superficie de contacto entre un elemento apoyado y la fundación, o entre un elemento apoyado o la fundación y un elemento de apoyo intermedio, la resistencia nominal al aplastamiento del hormigón, B_n , debe calcularse de acuerdo con lo dispuesto en 22.8 para superficies de hormigón. B_n debe ser la menor resistencia nominal al aplastamiento del hormigón del elemento soportado o de la superficie de apoyo de la fundación, y no debe exceder la resistencia de los elementos de apoyo intermedios, si los hay.

C 16.3.3.4. En el caso general en que una columna se apoye en una zapata de mayor área que la columna, la resistencia de aplastamiento debería verificarse en la base de la columna y en la parte superior de la zapata. En ausencia de barras de acero en espera o de armaduras en la columna que continua dentro de la fundación, debería comprobarse la resistencia en la parte inferior de la columna usando la resistencia del hormigón solamente.

16.3.3.5. En la superficie de contacto entre el elemento soportado y la fundación, V_n debe calcularse de acuerdo con los requisitos de corte por fricción de 22.9, o mediante otros medios apropiados.

C 16.3.3.5. El método de corte por fricción puede emplearse para verificar la transferencia de fuerzas laterales al pedestal o a la zapata de apoyo. Como alternativa al corte por fricción en un plano de corte pueden emplearse llaves de corte, siempre que la armadura que cruza la junta cumpla con los requisitos de 16.3.4.1 para construcción in situ o 16.3.6.1 para prefabricados. En estructuras prefabricadas, la resistencia a las fuerzas laterales puede obtenerse mediante dispositivos mecánicos o soldados.

16.3.3.6. En la base de una columna, pedestal o tabique de hormigón prefabricado, los pernos de anclaje y los anclajes para conexiones mecánicas deben diseñarse de acuerdo con el ***Capítulo 17***. Las fuerzas que se desarrollen durante el montaje deben considerarse.

C 16.3.3.6. En construcción con hormigón prefabricado, las consideraciones de montaje pueden controlar el diseño de la conexión en la base y por esta razón deben considerarse.

16.3.3.7. En la base de una columna, pedestal o tabique de hormigón prefabricado, los conectores mecánicos deben diseñarse para alcanzar su resistencia de cálculo antes de que se presente la falla de anclaje o la falla del hormigón que los circunda.

16.3.4. Armadura mínima para las conexiones entre elementos hormigonados in situ y la fundación

C 16.3.4. Armadura mínima para las conexiones entre elementos hormigonados in situ y la fundación

El Reglamento exige una cantidad mínima de armadura entre todos los elementos apoyados y de apoyo, para asegurar un comportamiento dúctil. Esta armadura se requiere para aportar cierto grado de integridad estructural durante la etapa de construcción y durante la vida de la estructura.

16.3.4.1. Para las conexiones entre columnas o pedestales hormigonados in situ y la fundación, A_s a través de la interfaz debe ser al menos $0{,}005A_g$, donde A_g es el área bruta del elemento soportado.

C 16.3.4.1. El área mínima de armadura en la base de una columna se puede aportar prolongando las barras longitudinales y anclándolas dentro de la zapata o mediante barras de acero en espera ancladas adecuadamente.

16.3.4.2. Para las conexiones entre tabiques hormigonados in situ y la fundación, el área de armadura vertical a través de la interfaz debe cumplir con 11.6.1.

16.3.5. Detalles para las conexiones entre elementos hormigonados in situ y la fundación

C 16.3.5. Detalles para las conexiones entre elementos hormigonados in situ y la fundación

16.3.5.1. En la base de una columna, pedestal o tabique hormigonado in situ, se debe aportar la armadura requerida para cumplir con 16.3.3 y 16.3.4, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la fundación de apoyo, o mediante barras de acero en espera.

16.3.5.2. Donde se requiera continuidad, los empalmes y conectores mecánicos para la armadura longitudinal o barras de acero en espera deben cumplir con 10.7.5 y, si es aplicable, con lo indicado en INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024.

16.3.5.3. Si se usa una conexión que permita rotación (articulada) o balanceo en las columnas o pedestales hormigonados in situ, dicha conexión a la fundación debe cumplir con lo especificado en 16.3.3.

16.3.5.4. En las zapatas, se permiten empalmes en compresión por yuxtaposición de barras de diámetro d_b40 que están en compresión para todas las combinaciones de mayoración de carga, si cumplen con 25.5.5.3.

C 16.3.5.4. Para cumplir con 16.3.3.1 se puede requerir que las barras d_b40 se empalmen en compresión con más de una barra de acero en espera d_b32 o menores.

16.3.6. Detalle de las conexiones entre elementos prefabricados y la fundación

16.3.6.1. En la base de una columna, pedestal o tabique de hormigón prefabricado, la conexión a la fundación debe cumplir con los requisitos de 16.2.4.3 ó 16.2.5.2.

16.3.6.2. Cuando las combinaciones de carga aplicables de 16.3.3 no indiquen tracción en la base de los tabiques prefabricados, se permite que los estribos cerrados verticales de integridad requeridos por 16.2.4.3(b) se desarrollen dentro de una losa de hormigón sobre terreno apropiadamente armada.

16.4. TRANSFERENCIA DEL ESFUERZO DE CORTE HORIZONTAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN COMPUESTO SUJETOS A FLEXIÓN

C 16.4. TRANSFERENCIA DEL ESFUERZO DE CORTE HORIZONTAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN COMPUESTO SUJETOS A FLEXIÓN

16.4.1. Generalidades

C 16.4.1. Generalidades

16.4.1.1. En un elemento compuesto sujeto a flexión debe asegurarse la transferencia completa de los esfuerzos de corte horizontal en las superficies de contacto de los elementos interconectados.

C 16.4.1.1. La transferencia total del corte horizontal entre segmentos de los elementos compuestos puede garantizarse por medio de la resistencia al corte horizontal en las superficies de contacto por medio del corte en la interfaz, de los estribos cerrados anclados adecuadamente, o ambos.

16.4.1.2. Donde exista tracción a través de cualquier superficie de contacto entre elementos de hormigón interconectados, sólo se permite la transmisión de corte por contacto cuando se aporte armadura transversal de acuerdo con 16.4.6 y 16.4.7.

16.4.1.3. La preparación de la superficie supuesta en el diseño debe especificarse en los documentos de construcción.

C 16.4.1.3. En el artículo 26.5.6 se requiere que el profesional habilitado especifique la preparación de la superficie en los documentos de construcción.

16.4.2. Resistencia requerida

16.4.2.1. Las fuerzas mayoradas transmitidas a lo largo de la superficie de contacto en los elementos de hormigón compuesto a flexión deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del ***Capítulo 5***.

16.4.2.2. La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo a los procedimientos de análisis del ***Capítulo 6***.

16.4.3. Resistencia de cálculo

16.4.3.1. La resistencia de cálculo para la transmisión de corte horizontal debe cumplir con la ecuación (16.4.3.1) en todas las ubicaciones a lo largo de la superficie de contacto del elemento de hormigón compuesto a flexión, a menos que se cumpla con 16.4.5:

$$\phi V_{nh} \geq V_u \qquad (16.4.3.1)$$

donde la resistencia nominal a corte horizontal, V_{nh} , debe calcularse de acuerdo con 16.4.4.

16.4.3.2. El factor ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

16.4.4. Resistencia nominal a corte horizontal

C 16.4.4. Resistencia nominal a corte horizontal

16.4.4.1. Cuando $V_u > \phi\,(3{,}5\, b_v\, d)$, V_{nh} debe tomarse como V_n calculado de acuerdo con 22.9, donde b_v es el ancho de la superficie de contacto y d está de acuerdo con 16.4.4.3.

16.4.4.2. Cuando $V_u \leq \phi\,(3{,}5\, b_v\, d)$, V_{nh} debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 16.4.4.2***, donde $A_{v,min}$ cumple con 16.4.6, b_v es el ancho de la superficie de contacto y d cumple con 16.4.4.3.

C 16.4.4.2. Las resistencias permitidas para el corte horizontal y el requisito de ***6 mm*** para la amplitud de la rugosidad intencional están basados en los ensayos dados en Kaar et al. (1960), Saemann and Washa (1964), y Hanson (1960).

Tabla 16.4.4.2. Resistencia nominal a corte horizontal

Armadura para transmisión de corte	**Preparación de la superficie de contacto(1)**	V_{nh} , N		
$A_v \geq A_{v,min}$	Hormigón colocado contra hormigón endurecido intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm	Menor de:	$\lambda\left(1{,}8+0{,}6\,\frac{A_v f_{yt}}{b_v\, s}\right) b_v d$	(a)
			$3{,}5\, b_v\, d$	(b)
	Hormigón colocado contra hormigón endurecido y no intencionalmente rugoso	$0{,}55\, b_v\, d$		(c)
Otros casos	Hormigón colocado contra hormigón endurecido e intencionalmente rugoso	$0{,}55\, b_v\, d$		(d)

(1) La superficie de contacto de hormigón debe estar limpia y libre de lechada.

16.4.4.3. En la ***Tabla 16.4.4.2***, d es la distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total al baricentro de la armadura longitudinal en tracción, pretensado y no pretensado, si existe, pero no hay necesidad de tomarlo menor de **0,80*h*** para elementos de hormigón pretensado.

C 16.4.4.3. En elementos de hormigón pretensado compuestos, la altura de la armadura de tracción puede variar a lo largo del elemento. La definición de d usada en el ***Capítulo 22*** para la determinación de la resistencia a corte vertical también es apropiada para determinar la resistencia a corte horizontal.

16.4.4.4. Se permite que la armadura transversal en el hormigón colocado previamente, que se extiende en el hormigón colocado in situ y está anclada en ambos lados de la interfaz, se incluya como estribos cerrados para los efectos del cálculo de V_{nh} .

16.4.5. Método alternativo para determinar la resistencia de cálculo para corte horizontal

C 16.4.5. Método alternativo para determinar la resistencia de cálculo para corte horizontal

16.4.5.1. Como alternativa a 16.4.3.1, el corte horizontal mayorado, V_{uh} , debe determinarse

calculando la variación de la fuerza de compresión o de tracción por flexión en cualquier segmento del elemento de hormigón compuesto, y se debe cumplir con la ecuación (16.4.5.1) a lo largo de la superficie de contacto.

$$\phi V_{nh} \geq V_{uh} \qquad (16.4.5.1)$$

La resistencia nominal de corte horizontal, V_{nh} , debe calcularse de acuerdo con 16.4.4.1 ó 16.4.4.2, donde el área de la superficie de contacto debe substituirse por $b_v\, d$ y V_{uh} debe sustituirse por V_u . Se deben tomar precauciones para transferir la variación de la fuerza de compresión o de tracción como esfuerzo de corte horizontal a través de la interfaz.

16.4.5.2. Si la armadura de transmisión de corte se diseña para resistir el corte horizontal cumpliendo con la ecuación (16.4.5.1), la relación entre el área de los estribos cerrados y su separación, a lo largo del elemento, debe reflejar aproximadamente la distribución de los esfuerzos de corte en la interfaz en el elemento de hormigón compuesto sujeto a flexión.

C 16.4.5.2. La distribución del esfuerzo corte horizontal a lo largo de la superficie de contacto en un elemento compuesto refleja la distribución del corte a lo largo del elemento. La falla por corte horizontal se inicia donde el esfuerzo corte horizontal es máximo y se propaga a las regiones de menores esfuerzos. Debido a que el deslizamiento correspondiente a la resistencia máxima al corte horizontal es pequeño en una superficie de contacto hormigón-hormigón, la redistribución longitudinal de la resistencia a corte horizontal es muy limitada. Por lo tanto, la separación de los estribos cerrados a lo largo de la superficie de contacto debería ser tal que aporte una distribución de la resistencia a corte horizontal que se aproxime a la distribución del esfuerzo de corte a lo largo de la superficie de contacto.

16.4.5.3. Se permite que la armadura transversal, en una sección cuyo hormigón se colocó previamente, que se extiende dentro del hormigón colocado in situ y anclada en ambos lados de la interfaz, se incluya como estribos cerrados para efectos del cálculo de V_{nh} .

16.4.6. Armadura mínima para transferir el corte horizontal

C 16.4.6. Armadura mínima para transferir el corte horizontal

Si la armadura de transferencia de corte se diseña para transferir el corte horizontal, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b):

(a) $0{,}062\sqrt{f'_c}\,\frac{b_w\, s}{f_y}$

(b) $0{,}35\,\frac{b_w\, s}{f_y}$

Los requisitos para el área mínima de la armadura de transferencia de corte, se basan en los datos de los ensayos dados en Kaar et al. (1960), Saemann and Washa (1964), Hanson (1960), Grossfield and Birnstiel (1962), y Mast (1968).

16.4.7. Detalle de armado para transferir el corte horizontal

C 16.4.7. Detalle de armado para transferir el corte horizontal

16.4.7.1. La armadura para transferir el corte debe consistir en barras o alambres individuales, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de mallas de alambres de acero soldadas.

16.4.7.2. Si se coloca armadura de transferencia de corte diseñada para resistir el corte horizontal, la separación longitudinal de esta armadura no debe exceder el menor entre ***600 mm*** y cuatro veces la menor dimensión del elemento soportado.

16.4.7.3. La armadura para transferir corte se debe anclar dentro de los elementos interconectados de acuerdo con 25.7.1.

C 16.4.7.3. Se requiere de un anclaje adecuado para los estribos cerrados que se prolongan a través de la interfaz para mantener el contacto a lo largo de la interfaz.

16.5. MÉNSULAS CORTAS

C 16.5. MÉNSULAS CORTAS

16.5.1. Generalidades

C 16.5.1. Generalidades

Las ménsulas cortas son voladizos cortos que tienden a actuar como reticulados simples o vigas de gran altura, más que como vigas, las cuales están diseñadas para corte de acuerdo con 22.5. La ménsula corta que se muestra en la ***Figura C 16.5.1a*** y ***C 16.5.1b*** puede fallar por corte a lo largo de la interfaz entre la columna y la ménsula corta, por fluencia del estribo cerrado en tracción, por aplastamiento o hendimiento del puntal de compresión, o debido a una falla de aplastamiento localizada o de corte bajo la placa de carga. Estos modos de falla se ilustran y analizan con mayor detalle en Elzanaty et al. (1986).

El método de diseño abordado en este artículo ha sido validado experimentalmente sólo para $a_v/d \le 1,0$. Además, se especifica un límite superior para N_{uc} ya que este método de diseño sólo se ha validado experimentalmente para $N_{uc} \le V_u$.

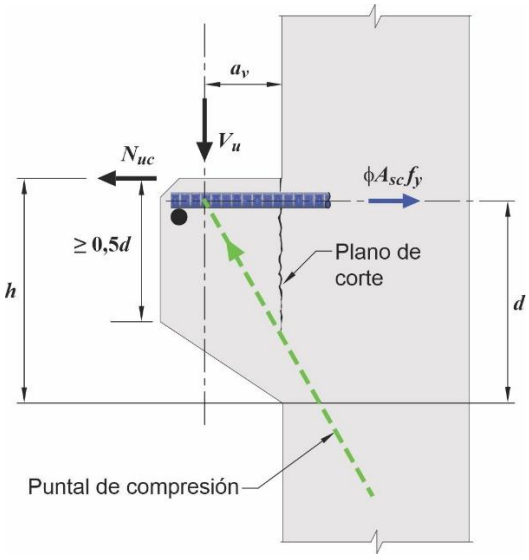


Figura C 16.5.1a. *Acción estructural de una ménsula corta*

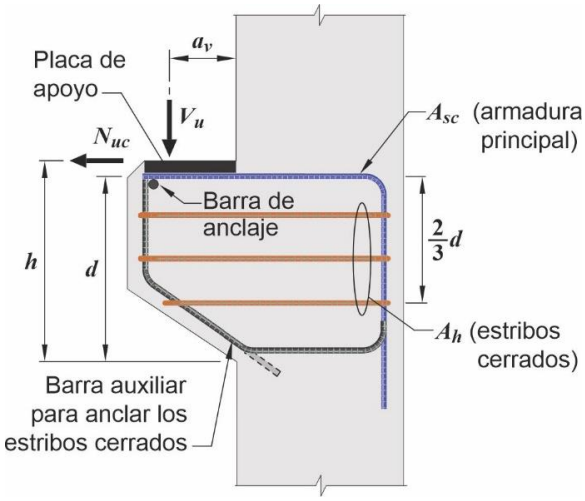


Figura C 16.5.1b. *Nomenclatura usada en el artículo 16.5*

16.5.1.1. Se pueden diseñar ménsulas cortas con una relación entre luz de corte y altura, $a_v / d \leq 1,0$ y con una fuerza de restricción mayorada $N_{uc} \leq V_u$ de acuerdo con 16.5.

C 16.5.1.1. Se permite el diseño de ménsulas cortas de acuerdo con el ***Capítulo 23***, indistintamente de la luz de corte.

16.5.2. Límites dimensionales

C 16.5.2. Límites dimensionales

16.5.2.1. La altura efectiva d para ménsulas cortas debe ser determinada en la cara del apoyo.

16.5.2.2. La altura total de la ménsula corta, en el borde exterior del área de apoyo, debe ser al menos $0,5d$.

C 16.5.2.2. Se especifica una altura mínima, como la señalada en las ***Figuras C 16.5.1a*** y ***C 16.5.1b***, en el borde exterior del área de apoyo, para evitar la ocurrencia de una falla prematura debida a la eventual formación de una fisura importante que se propague desde abajo del área de apoyo hacia la cara inclinada de la ménsula corta. Se han observado fallas de este tipo (Kriz and Raths, 1965) en ménsulas cortas con alturas en el borde exterior del área de apoyo menores que las especificadas en el artículo 16.5.2.2.

16.5.2.3. Ninguna parte del área de apoyo de la carga sobre una ménsula corta puede proyectarse más allá de la cara del apoyo que lo indicado en (a) o (b):

(a) El extremo de la parte recta de la armadura principal de tracción.

(b) La cara interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta exista.

C 16.5.2.3. La restricción sobre la ubicación del área de apoyo es necesaria para asegurar el desarrollo de la tensión de fluencia especificada de la armadura principal a tracción ubicada cerca de la carga.

Cuando se diseñan ménsulas cortas para resistir fuerzas de restricción N_{uc} , la placa de apoyo debería estar completamente anclada a la armadura principal de tracción (ver la ***Figura C 16.5.1b***).

16.5.2.4. Para hormigón de peso normal, las dimensiones de las ménsulas cortas deben seleccionarse de manera que V_u / ϕ no exceda el menor de (a) hasta (c):

C 16.5.2.4. Estos límites imponen restricciones de tipo dimensional en ménsulas cortas, necesarias para cumplir con la resistencia máxima a corte por fricción permitida en la sección crítica en la cara del apoyo.

(a) $0,2 f'_c b_w d$

(b) $(3,3 + 0,08 f'_c) b_w d$

(c) $11 b_w d$

16.5.2.5. Para hormigón liviano, las dimensiones de las ménsulas cortas deben seleccionarse de manera que V_u/ϕ no exceda al menor de (a) y (b):

(a) $\left(0{,}2 - 0{,}07 \frac{a_v}{d}\right) f'_c \, b_w \, d$

(b) $\left(5{,}5 - 1{,}9 \frac{a_v}{d}\right) b_w \, d$

C 16.5.2.5. Ensayos (Mattock et al., 1976) han demostrado que la resistencia máxima al corte por fricción de ménsulas cortas de hormigón liviano es función tanto de f'_c como de a_v/d.

16.5.3. Resistencia requerida

C 16.5.3. Resistencia requerida

16.5.3.1. La sección en la cara del apoyo debe diseñarse para resistir simultáneamente el corte mayorado V_u, la fuerza mayorada de restricción N_{uc} y el momento mayorado M_u.

C 16.5.3.1. La ***Figura C 16.5.1b*** muestra las fuerzas aplicadas a la ménsula corta. M_u puede calcularse como:

$$[V_u a_v + N_{uc} (h - d)]$$

16.5.3.2. La fuerza mayorada de restricción, N_{uc}, y el corte mayorado, V_u, deben tener los valores máximos calculados de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del ***Capítulo 5***. Se permite calcular N_{uc} de acuerdo con 16.2.2.3 ó 16.2.2.4, según sea apropiado.

16.5.3.3. La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del ***Capítulo 6***, y los requisitos de estos artículos.

16.5.4. Resistencia de cálculo

16.5.4.1. La resistencia de cálculo en todas las secciones debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo los puntos (a) hasta (c). Se debe considerar la interacción entre los efectos de las cargas.

(a) $\phi N_n \geq N_{uc}$

(b) $\phi V_n \geq V_u$

(c) $\phi M_n \geq M_u$

16.5.4.2. El factor ϕ debe determinarse de acuerdo con 21.2.

16.5.4.3. La resistencia nominal a tracción N_n aportada por A_n debe calcularse mediante

$$N_n = A_n f_y \qquad (16.5.4.3)$$

16.5.4.4. La resistencia nominal de corte V_n aportada por A_{vf} debe calcularse de acuerdo con los requisitos para corte por fricción de 22.9, donde A_{vf} es el área de la armadura que cruza el plano de corte supuesto.

16.5.4.5. La resistencia nominal a flexión M_n aportada por A_f debe calcularse de acuerdo con las hipótesis de cálculo de 22.2.

16.5.5. Límites de la armadura

16.5.5.1. El área de la armadura principal de tracción, A_{sc} debe ser al menos la mayor de los puntos (a) hasta (c):

(a) $A_f + A_n$

(b) $(2/3)A_{vf} + A_n$

(c) $0{,}04\,(f'_c/f_y)\,(b_w d)$

C 16.5.5. Límites de la armadura

C 16.5.5.1. Los resultados de ensayos (Mattock et al., 1976a) indican que la cantidad total de armadura principal de tracción, A_{sc} , que debe cruzar la cara del apoyo, debería ser la mayor entre:

(a) La suma de la cantidad de armadura necesaria para resistir las demandas por flexión, A_f , más la cantidad de armadura necesaria para resistir la fuerza axial, A_n, calculada de acuerdo con 16.5.4.3.

(b) La suma de dos tercios del total de la armadura requerida para corte por fricción, A_{vf} , calculada de acuerdo con 16.5.4.4, más la cantidad de armadura necesaria para resistir la fuerza axial, A_n , calculada de acuerdo con 16.5.4.3. El restante $A_{vf}/3$ debería colocarse como estribos cerrados paralelos a A_{sc} como se requiere por 16.5.5.2.

(c) Una cantidad mínima de armadura, multiplicada por la relación entre la resistencia del hormigón y la del acero. Esta cantidad se requiere para evitar la posibilidad de una falla súbita, en caso de que la ménsula corta se fisure bajo la acción del momento de flexión y la fuerza de tracción dirigida hacia afuera.

16.5.5.2. El área total de estribos cerrados paralelos a la armadura principal de tracción, A_h , debe ser al menos:

$$A_h = 0{,}5(A_{sc} - A_n) \qquad (16.5.5.2)$$

C 16.5.5.2. Los estribos cerrados paralelos a la armadura principal de tracción se necesitan para evitar una falla prematura de tracción diagonal de la ménsula corta. La distribución de A_h debe estar en acuerdo con 16.5.6.6. La cantidad total de armadura requerida para atravesar la cara de apoyo, como se señala en la ***Figura C 16.5.1b***, es la suma de A_{sc} y A_h .

16.5.6. Detalle de la armadura

16.5.6.1. El recubrimiento de hormigón debe cumplir con 20.5.1.3.

16.5.6.2. La separación mínima para la armadura conformada debe cumplir con 25.2.

16.5.6.3. En la cara frontal de una ménsula corta, la armadura principal de tracción debe anclarse de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) Mediante soldadura a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro que debe diseñarse para desarrollar f_y de la armadura principal de tracción.

(b) Mediante doblado hacia atrás de la armadura principal de tracción para formar un anillo horizontal.

(c) Mediante algún otro medio de anclaje que desarrolle f_y.

C 16.5.6. Detalle de la armadura

C 16.5.6.3. En las ménsulas cortas de altura variable (ver la ***Figura C 16.5.1a***), la tensión última en la armadura es casi uniforme y aproximadamente igual a f_y desde la cara del apoyo hasta el punto de carga. Esto se debe a que la componente horizontal del puntal inclinado de hormigón en compresión es transferida a la armadura principal de tracción en la ubicación de la carga vertical. Por lo tanto, la armadura debería estar anclada completamente en su extremo exterior (ver artículo 16.5.6.3) y en la columna de apoyo (ver artículo 16.5.6.4), de manera que sea capaz de desarrollar su tensión especificada de fluencia desde la cara del apoyo hasta el lugar de aplicación de la carga vertical (ver la ***Figura C 16.5.6.3a).*** Puede obtenerse un anclaje satisfactorio en el extremo exterior doblando las barras de la armadura principal de tracción en un anillo horizontal como se especifica en 16.5.6.3b o soldando una barra de diámetro igual, o un ángulo de tamaño adecuado a

los extremos de las barras de la armadura principal de tracción. Un detalle de soldadura empleado exitosamente en los ensayos de ménsulas cortas, mencionados en Mattock et al. (1976), se muestra en la ***Figura C 16.5.6.3b***. Se recomienda ver también el documento ACI Committee 408 (1966).

Un gancho en el extremo, en el plano vertical, con el diámetro de doblado mínimo, no resulta por completo efectivo dado que en la esquina existiría una zona de hormigón simple bajo el punto de carga para el caso de cargas aplicadas cerca del extremo de la ménsula corta. Para ménsulas anchas (perpendicular al plano de la figura) y cargas que no se apliquen en la proximidad de las esquinas, las barras en forma de U en un plano horizontal aportan ganchos efectivos en el extremo.

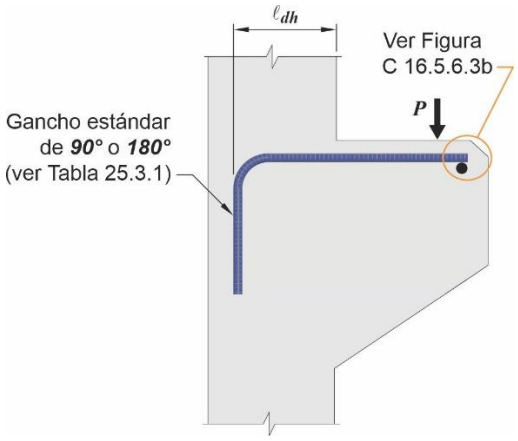


Figura C 16.5.6.3a. *Elemento dependiente del apoyo y extremo de los anclajes*

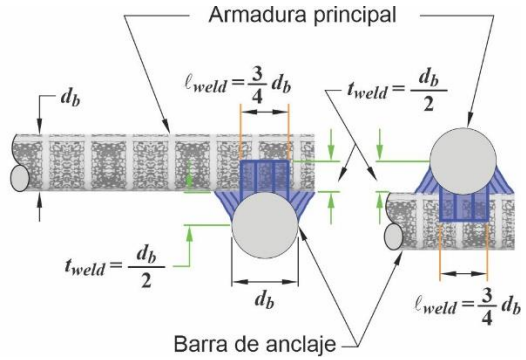


Figura C 16.5.6.3b. *Detalles de la soldadura usada en los ensayos de Mattock et al. (1976a)*

16.5.6.4. La armadura principal de tracción debe anclarse en la cara del apoyo.

16.5.6.5. El anclaje de la armadura de tracción debe considerar que la distribución de tensiones en la armadura no es directamente proporcional al momento de flexión.

C 16.5.6.5. En ménsulas cortas y elementos de altura variable, la tensión calculada en la armadura, f_s , para cargas de servicio no disminuye linealmente en proporción a una reducción de momento. Además, se requiere de una consideración especial para el anclaje apropiado de la armadura sujeta a flexión.

16.5.6.6. Los estribos cerrados deben estar separados de tal manera que A_h quede distribuido uniformemente dentro de los $(2/3)d$ medidos a partir de la armadura principal de tracción.

C 16.5.6.6. Ver el artículo C 16.5.5.2.

CAPÍTULO 17. ANCLAJE AL HORMIGÓN

17.1. ALCANCE

17.1.1. Este capítulo cubre los requisitos de diseño para anclajes en el hormigón, utilizados para transmitir las cargas estructurales por medio de tracción, corte o combinación de tracción y corte, entre (a) elementos estructurales conectados; o (b) dispositivos de fijación y elementos estructurales relacionados con la seguridad. Los niveles de seguridad especificados son para condiciones de servicio y no para condiciones temporarias de manipulación y montaje.

17.1.2. Los requisitos de este capítulo aplican a los siguientes tipos de anclajes (a) hasta (g):

(a) Pernos y bulones con cabeza que tienen una geometría que ha demostrado que resulta en una resistencia al arrancamiento en hormigón no fisurado que iguala o excede $\mathbf{1{,}4}N_p$, donde N_p está dado por la ecuación (17.6.3.2.2a).

(b) Bulones con gancho que tienen una geometría que se ha demostrado que resulta en una resistencia al arrancamiento en hormigón no fisurado, sin el beneficio de fricción, que iguala o excede $\mathbf{1{,}4}N_p$, donde N_p está dado por la ecuación (17.6.3.2.2b).

(c) Anclajes de expansión post-instalados (controlados por torque y controlados por desplazamiento).

(d) Anclajes post-instalados con sobreperforación en su base.

(e) Anclajes adhesivos post-instalados.

(f) Anclajes de tornillos post-instalados.

(g) Dispositivos de fijación con llaves de corte.

C 17.1. ALCANCE

C 17.1.1. Este capítulo se encuentra restringido en su alcance a los anclajes estructurales que transmiten cargas estructurales relacionadas con la resistencia, estabilidad o seguridad de las vidas humanas. Se contemplan dos tipos de aplicaciones. La primera corresponde a conexiones entre elementos estructurales donde la falla de un anclaje o de un grupo de anclajes puede conducir a la pérdida de equilibrio o de estabilidad de cualquier parte de la estructura. La segunda, corresponde a dispositivos relacionados con la seguridad, que no son parte de la estructura (como los sistemas de rociadores, tuberías muy pesadas en suspensión o barandas de seguridad), y que se anclan a elementos estructurales. Los niveles de seguridad dados por las combinaciones de los factores de carga y los factores ϕ de reducción de resistencia, son adecuados para las aplicaciones estructurales. Otras reglamentaciones o normas pueden exigir niveles de seguridad más rigurosos para las condiciones temporarias que se dan durante la manipulación.

C 17.1.2. Se han ensayado pernos con cabeza y bulones con cabeza pre-instalados típicos con geometrías congruentes con lo indicado en ASME B1.1, B18.2.1 y B18.2.6 y estos ensayos han comprobado que tienen un comportamiento predecible, de tal manera que las resistencias al arrancamiento calculadas sean aceptables.

Los anclajes post-instalados de expansión, de tornillo y de sobreperforación en su base, no poseen una resistencia al arrancamiento predecible y por lo tanto se requieren ensayos, los cuales pueden ser realizados de acuerdo con los procedimientos de calificación según ACI 355.2 para establecer su resistencia al arrancamiento. Para poder utilizar un anclaje post-instalado de expansión, de tornillo y de sobreperforación en su base, cumpliendo con los requisitos de este capítulo, los resultados de los ensayos según ACI 355.2 deberían señalar que la falla de arrancamiento tiene unas características carga-desplazamiento aceptables o que la falla de arrancamiento queda excluida por otro modo de falla.

Para anclajes adhesivos la tensión de adherencia característica y la idoneidad de los anclajes para aplicaciones estructurales deben establecerse por medio de ensayos, los cuales pueden ser realizados de acuerdo con ACI 355.4. Los anclajes adhesivos son especialmente sensibles a una serie de factores incluyendo la dirección de instalación y el tipo de carga. Para anclajes adhesivos horizontales o inclinados hacia arriba utilizados para resistir cargas permanentes de tracción se incluyen requisitos de ensayo en el artículo 17.2.3, requisitos de diseño en 17.5.2.2, requisitos de certificación en 26.7 y requisitos de inspección en 26.13. Los anclajes adhesivos calificados según ACI 355.4 se ensayan para dos intervalos diferentes de resistencia a la compresión del hormigón: ***17*** a ***28 MPa*** y ***45*** a ***59 MPa***. En general la resistencia a la adherencia no es muy sensible a la resistencia a la

compresión del hormigón.

17.1.3. Se prohíbe la remoción y reinstalación de anclajes mecánicos post-instalados.

17.1.4. Este capítulo no cubre aplicaciones de cargas que correspondan predominantemente a elevadas cargas cíclicas de fatiga o cargas de impacto.

C 17.1.4. La exclusión, dentro del alcance de este capítulo, de las aplicaciones con cargas que producen predominantemente elevadas cargas cíclicas de fatiga o cargas de impacto de muy corta duración (como ondas de explosión o choque) no implica que se excluyan los efectos sísmicos. En el artículo 17.10 se presentan los requisitos adicionales para el diseño cuando se incluyen cargas sísmicas.

17.1.5. Este capítulo no aplica a insertos especiales, bulones pasantes, anclajes múltiples conectados a una sola placa de acero en el extremo embebido de los anclajes, anclajes inyectados con mortero, ni anclajes directos como bulones o clavos instalados neumáticamente o utilizando pólvora.

C 17.1.5. La gran variedad de formas y configuraciones de los insertos especiales impide la formulación de ensayos y ecuaciones de diseño generalizadas.

17.1.6. La armadura utilizada como parte de un empotramiento deberá tener una longitud de anclaje de acuerdo con otras partes de este Reglamento. Si la armadura es utilizada como anclaje, la falla por desprendimiento del hormigón debe considerarse. Alternativamente, debe colocarse armadura del anclaje que cumpla con 17.5.2.1.

C 17.1.6. La resistencia al desprendimiento del hormigón en tracción y corte debería considerarse cuando se utilicen barras de armado en un grupo como anclaje. El desprendimiento del hormigón puede presentarse aun cuando la armadura esté totalmente anclada de acuerdo con el ***Capítulo 25***. El comportamiento del desprendimiento de barras rectas utilizadas como anclaje en un grupo es análogo al comportamiento de desprendimiento en tracción y corte de anclajes adhesivos cuando h_{ef} se toma como igual o menor que la longitud empotrada de la barra. De igual forma, el comportamiento del desprendimiento de grupos de armadura con gancho o con cabeza es similar al comportamiento de desprendimiento en tracción y corte de anclajes con cabeza. Debería considerarse la posibilidad de extender las barras más allá de su longitud de anclaje.

Como alternativa a determinar explícitamente la resistencia al desprendimiento del hormigón de un grupo, puede utilizarse armadura del anclaje de acuerdo con 17.5.2.1, o se debería extender la armadura.

17.2. GENERALIDADES

C 17.2. GENERALIDADES

17.2.1. Los anclajes y grupos de anclajes deben diseñarse para los efectos críticos producidos por las cargas mayoradas determinadas por medio de un análisis elástico. Se permite el enfoque del análisis plástico cuando la resistencia nominal está controlada por elementos de acero dúctiles y siempre que se tenga en cuenta la compatibilidad de deformaciones.

C 17.2.1. Cuando la resistencia de un grupo de anclajes se encuentra determinada por el desprendimiento del hormigón, el comportamiento es frágil y existe una redistribución limitada de las fuerzas entre anclajes altamente solicitados y anclajes menos solicitados. En este caso, se requiere emplear la teoría de elasticidad suponiendo que el dispositivo de fijación que distribuye las fuerzas hacia los anclajes sea lo suficientemente rígido. Las fuerzas en los anclajes se consideran proporcionales a la carga externa y a su distancia al eje neutro del grupo de anclajes.

Si la resistencia del anclaje es controlada por la fluencia dúctil del acero del anclaje, puede ocurrir una redistribución significativa de las fuerzas de anclaje. En este caso, es conservador utilizar un análisis basado en la teoría de la elasticidad. En Cook and Klingner (1992a,b) y

Lotze et al. (2001) se estudia el análisis no lineal, usando la teoría de plasticidad para determinar la resistencia de un grupo de anclajes dúctiles.

17.2.1.1. Los efectos del grupo de anclaje deben tenerse en cuenta siempre que dos o más anclajes cargados por un elemento estructural común tengan separaciones menores que las separaciones requeridas para la resistencia no reducida al desprendimiento. Si los anclajes adyacentes no están cargados por el mismo elemento estructural común, los efectos de grupo deben tener en cuenta que los anclajes adyacentes estén cargados simultáneamente con la máxima carga.

17.2.2. Los anclajes adhesivos deben instalarse en hormigón que tenga una edad mínima de ***21 días*** en el momento de la instalación del anclaje.

C 17.2.2. El desempeño de diseño de anclajes adhesivos no puede garantizarse indicando una resistencia mínima a la compresión del hormigón en el momento de la instalación en hormigones de edad temprana. Por esta razón, se requiere una edad mínima de ***21 días*** del hormigón al momento de la instalación del anclaje adhesivo.

17.2.3. Los anclajes adhesivos instalados horizontalmente o inclinados hacia arriba deben satisfacer la sensibilidad a la dirección de instalación.

C 17.2.3. El documento ACI 355.4 incluye ensayos opcionales para confirmar si los anclajes adhesivos instalados de forma horizontal o con una inclinación hacia arriba son adecuados.

17.2.4. Factor de modificación para hormigón liviano, λ_a

C 17.2.4. Factor de modificación para hormigón liviano, λ_a

17.2.4.1. El factor de modificación λ_a para hormigón liviano debe cumplir con lo requerido en la ***Tabla 17.2.4.1***.

C 17.2.4.1. El número de ensayos disponibles para establecer la resistencia de anclajes colocados en hormigón liviano es limitado. Los ensayos de pernos con cabeza pre-instalados en hormigón liviano indican que el factor actual de reducción λ representa adecuadamente la influencia del hormigón liviano (Shaikh and Yi, 1985; Anderson and Meinheit, 2005). La información de los fabricantes de anclajes desarrollada para informes de evaluación en anclajes post-instalados de expansión, de tornillo, con sobreperforación en su base y en anclajes adhesivos indica que se necesita un valor de λ reducido para obtener un factor de seguridad necesario para las respectivas resistencias de cálculo.

Tabla 17.2.4.1. Factor de modificación λ_a para hormigón liviano

Caso	λ_a [1]
Anclajes pre-instalados y con sobreperforación en su base para falla en el hormigón	$1{,}0\lambda$
Anclajes de expansión, de tornillo, y anclajes adhesivos para falla en el hormigón	$0{,}8\lambda$
Anclajes adhesivos cuando fallan por adherencia de acuerdo con la ecuación (17.6.5.2.1)	$0{,}6\lambda$
[1] λ debe estar de acuerdo con 19.2.4.	

17.2.5. Los anclajes deben instalarse e inspeccionarse de acuerdo con los requisitos de 26.7 y 26.13.

17.3. LÍMITES DEL DISEÑO

C 17.3. LÍMITES DEL DISEÑO

17.3.1. Los valores de f'_c usados para los cálculos en este capítulo, no deben exceder ***70 MPa*** para anclajes pre-instalados y ***55 MPa*** para anclajes post-instalados. Se requieren ensayos para los anclajes post-instalados cuando se emplean en hormigón con

C 17.3.1. Un número limitado de ensayos de anclajes pre-instalados y post-instalados en hormigón de alta resistencia (Primavera et al., 1997) indican que los procedimientos de diseño contenidos en este capítulo no son conservadores al aumentar la resistencia del hormigón, en especial para los

f'_c mayor a ***55 MPa***.

anclajes pre-instalados, en hormigones con resistencia a la compresión en el rango de ***75 a 85 MPa***. Hasta no contar con ensayos adicionales, se ha fijado un límite superior a f'_c de ***70 MPa*** para el diseño de anclajes pre-instalados. Esta limitación es congruente con la impuesta para resistencia al corte, para resistencia a torsión y la longitud de anclaje de la armadura en este Reglamento (22.5.3.1, 22.6.3.1, 22.7.2.1, 25.4.1.4). Para algunos anclajes post-instalados, la capacidad puede verse afectada negativamente por hormigones de muy alta resistencia. Estos efectos están asociados con la dificultad para expandir por completo los anclajes de expansión, cortar ranuras en la pared lateral del orificio pretaladrado con las roscas del anclaje de tornillo y reducir la resistencia de adherencia en los anclajes adhesivos. El límite de ***55 MPa*** en el diseño de anclajes post-instalados refleja el intervalo actual de resistencia del hormigón para los ensayos especificados en ACI 355.2 y ACI 355.4. El límite de ***55 MPa***, podría excederse si se verifica por medio de ensayos.

17.3.2. Para anclajes con diámetros $d_a \leq$ ***100 mm***, las exigencias para prevenir el desprendimiento del hormigón se deben considerar satisfechas si se cumple con los procedimientos de diseño de 17.6.2 y 17.7.2.

C 17.3.2. La limitación del diámetro del anclaje se basa en el alcance actual de la información de ensayos. En el Reglamento de 2005 había limitaciones al diámetro y empotramiento de los anclajes cuando se calculaba la resistencia al desprendimiento del hormigón. Estas limitaciones se establecieron por la ausencia de resultados de ensayos en anclajes con diámetros mayores de ***50 mm*** y longitudes de empotramiento mayores de ***600 mm***. A partir del trabajo de Lee et al. (2007, 2010), las limitaciones al diámetro y longitud de empotramiento se revisaron para limitar el diámetro a ***100 mm*** con base en ensayos de anclajes de diámetro grande y empotrados profundos en tracción y corte. Estos ensayos incluyeron anclajes de ***105 mm*** de diámetro, empotramiento de ***1,15 m***, en ensayos a tracción y ***75 mm*** de diámetro en ensayos a corte. La razón para esta limitación a ***100 mm*** de diámetro se debe a que el máximo diámetro de anclaje en ASTM F1554 es ***100 mm*** mientras que otras normas ASTM permiten anclajes hasta de ***200 mm*** de diámetro, los cuales no han sido ensayados para garantizar la aplicabilidad de los requisitos de 17.6.2 y 17.7.2 para la resistencia al desprendimiento del hormigón.

17.3.3. Para anclajes adhesivos con profundidades de empotramiento $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$, los requisitos de resistencia de adherencia se pueden considerar satisfechos al usar el procedimiento de 17.6.5.

C 17.3.3. El límite de la profundidad de empotramiento de anclajes adhesivos, $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$, corresponde a los límites teóricos del modelo de adherencia (Eligehausen et al., 2006a).

17.3.4. Para anclajes de tornillo con profundidades de empotramiento $5d_a \leq h_{ef} \leq 10d_a$ y $h_{ef} \geq$ ***40 mm*** los requisitos para resistencia por desprendimiento del hormigón se pueden considerar satisfechos por medio de los procedimientos de diseño de 17.6.2 y 17.7.2.

C 17.3.4. La investigación sobre anclajes de tornillos realizada por Olsen et al. (2012) está basada en el diámetro nominal del anclaje de tornillo correspondiente al diámetro nominal de la broca del taladro. Esta definición del tamaño de un anclaje de tornillo es aproximadamente el diámetro del núcleo o fuste del tornillo en vez del diámetro externo mayor del roscado. Esta definición difiere con la de anclajes estándar, indicada en el documento ASME B1.1, que usa un área menor del fuste del anclaje y un área efectiva menor. El área efectiva de un anclaje de tornillo, al igual que con otros anclajes mecánicos post-instalados, es la que indica el fabricante.

El modelo empírico de diseño de Olsen et al. (2012) fue derivado de una base de datos de ensayos en hormigón

fisurado y no fisurado, realizados con anclajes de tornillo de tamaños métricos realizados en Europa y anclajes de tamaños en pulgadas ensayados por laboratorios independientes de acuerdo con ICC-ES AC193.

Para anclajes de tornillo en hormigón, la profundidad de empotramiento efectiva, h_{ef} , se determina como una reducción de la profundidad de empotramiento nominal la cual a su vez se basa en características geométricas del tornillo. El empotramiento efectivo se verifica durante los ensayos de calificación, que pueden ser realizados de acuerdo con ACI 355.2, y es suministrado por el fabricante para ser utilizada en el diseño. La utilización de empotramiento efectivo reducido con el Método de Diseño por Capacidad del Hormigón (CCD) demuestra que representa adecuadamente el comportamiento de tornillos para hormigón dentro de la base de datos actual y también valida los efectos y limitaciones de algunos parámetros relevantes, tales como la profundidad de empotramiento efectiva y la separación de los anclajes (17.9).

17.3.5. Los anclajes deben cumplir con las distancias al borde, separaciones, y espesores de 17.9, a menos que se coloque armadura suplementaria para controlar las fallas por hendimiento.

17.4. RESISTENCIA REQUERIDA

17.4.1. La resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga del ***Capítulo 5***.

17.4.2. Para anclajes en estructuras sismorresistentes se deben cumplir los requisitos establecidos en el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

17.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

C 17.5. RESISTENCIA DE CÁLCULO

17.5.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de cálculo de anclajes individuales y grupos de anclajes debe cumplir con $\phi S_n \geq U$. Debe considerarse la interacción entre efectos de las cargas de acuerdo con 17.8.1.

17.5.1.1. Los factores de reducción de resistencia, ϕ , deben determinarse de acuerdo con 17.5.3.

17.5.1.2. La resistencia nominal para cualquier anclaje o grupo de anclajes debe basarse en los modelos de diseño que resulten en predicciones de resistencia que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos de amplio alcance. Los materiales empleados en los ensayos deben ser compatibles con los materiales usados en la estructura. La resistencia nominal debe basarse en el ***percentil de 5 %*** de la resistencia básica individual del anclaje. Para resistencias nominales relacionadas con la resistencia del hormigón, deben considerarse

C 17.5.1.2. En esta sección se dan los requisitos para determinar la resistencia de anclajes en hormigón. Los diversos modos de fallas del acero y del hormigón para los anclajes se pueden apreciar en las ***Figuras C 17.5.1.2(a)*** y ***C 17.5.1.2(b)***. En CEB (1997); Fuchs et al. (1995); Eligehausen and Balogh (1995); y Cook et al. (1998), se presentan amplias discusiones sobre las modalidades de falla de los anclajes. Los modos de falla en tracción relacionados con la capacidad del hormigón incluyen resistencia al desprendimiento del hormigón (aplicable a todos los tipos de anclajes), resistencia al arrancamiento

las modificaciones debido a efectos del tamaño, el número de anclajes, los efectos de la separación reducida de los anclajes, proximidad a los bordes, espesor del elemento de hormigón, solicitaciones excéntricas de grupos de anclajes y la presencia o ausencia de fisuración. Los límites para las distancias a los bordes y la separación entre los anclajes establecidos en los modelos de diseño deben ser congruentes con los utilizados en los ensayos que se utilicen para verificar el modelo. La resistencia de los anclajes se deberá basar en los modelos de diseño que cumplan con 17.5.1.2 en lo siguiente:

(a) Resistencia a tracción del acero del anclaje.

(b) Resistencia al desprendimiento del hormigón de anclajes en tracción.

(c) Resistencia al arrancamiento del anclaje en tracción de un solo anclaje pre-instalado o de un solo anclaje post-instalado de expansión, de tornillo, y anclaje con sobreperforación en su base.

(d) Resistencia al descascaramiento lateral del hormigón por tracción de anclajes con cabeza.

(e) Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adhesivos.

(f) Resistencia del acero del anclaje en corte.

(g) Resistencia al desprendimiento del hormigón del anclaje en corte.

(h) Resistencia al arrancamiento del hormigón del anclaje en corte.

del anclaje (aplicable a anclajes pre-instalados y a anclajes post-instalados expansivos, de tornillo y con sobreperforación en la base), resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral del hormigón (aplicable a anclajes con cabeza) y fallas de adherencia (aplicable a anclajes adhesivos). Los modos de falla por corte relacionados con la capacidad del hormigón incluyen fallas de desprendimiento del hormigón y fallas de arrancamiento del hormigón (aplicables a todos los tipos de anclaje). Estos modos de falla están descritos en los requisitos de obligatorio cumplimiento de 17.6.2, 17.6.3, 17.6.4, 17.6.5, 17.7.2 y 17.7.3.

Cualquier modelo que cumpla con los requisitos de 17.5.1.2 y 17.5.2.3 puede utilizarse para determinar las resistencias relacionadas con el hormigón. Adicionalmente, las resistencias del anclaje a tracción y corte están limitadas por la mínima separación y las distancias al borde en 17.9, como un prerrequisito para evitar el hendimiento. El diseño de anclajes post-instalados reconoce que la resistencia de los anclajes es sensible a una instalación adecuada; los requisitos de instalación se incluyen en el ***Capítulo 26***. Algunos anclajes post-instalados son menos sensibles a errores de instalación y a las tolerancias. Esto queda reflejado en los diferentes factores ϕ, dados en 17.5.3, basados en los criterios de evaluación del ACI 355.2 y ACI 355.4.

La resistencia al desprendimiento de una conexión no armada puede tomarse como una indicación de la carga a la cual ocurrirán fisuras significativas. Estas fisuras pueden representar un problema de comportamiento en servicio si no se controlan (Ver el artículo C 17.7.2.1).

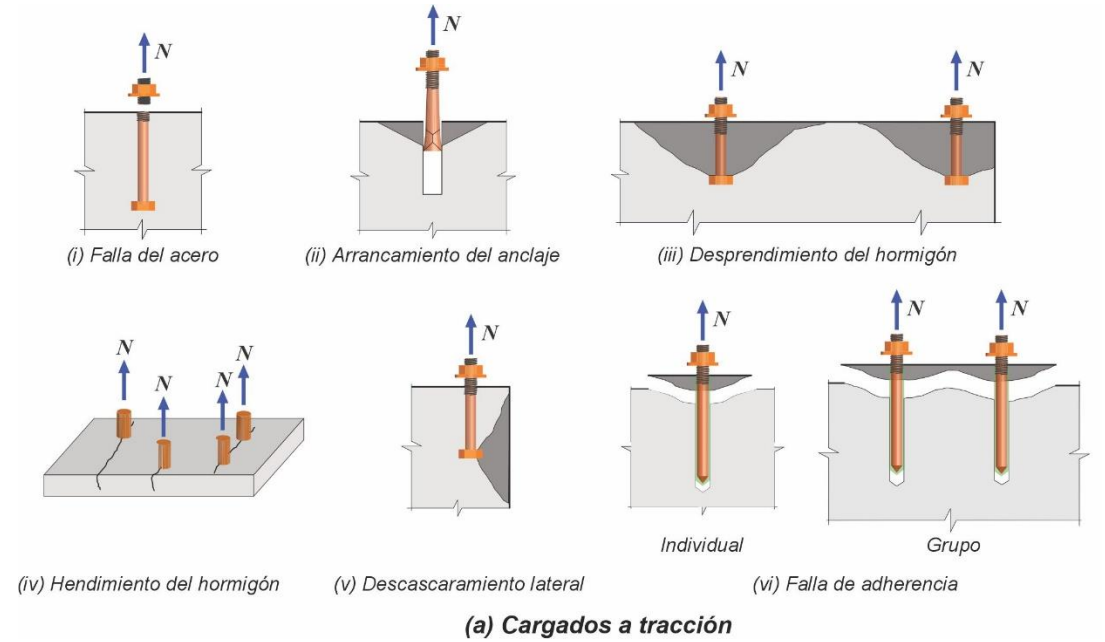


Figura C 17.5.1.2. *Modos de falla de anclajes*

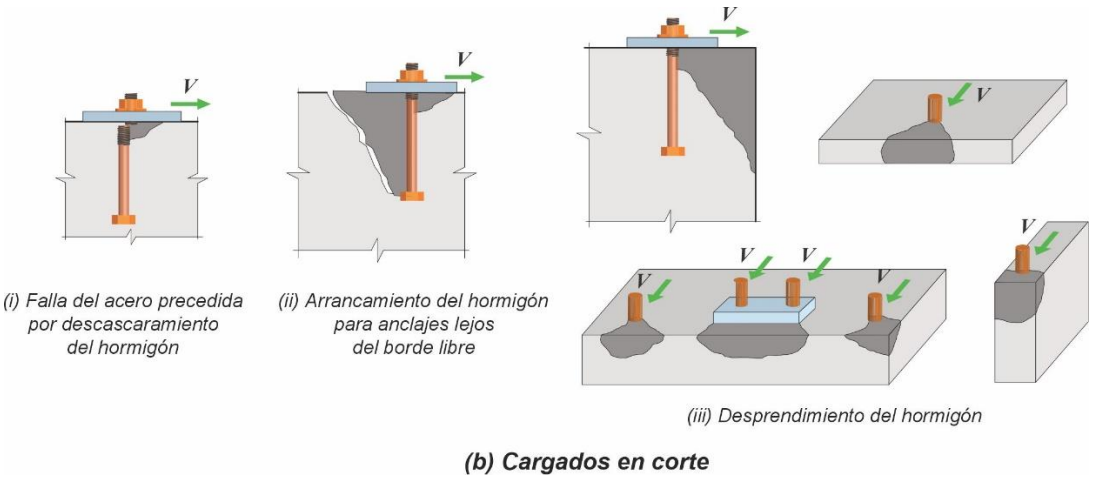


Figura C 17.5.1.2.(Cont.). *Modos de falla de anclajes*

17.5.1.3. Se permite determinar la resistencia de los anclajes de acuerdo con 17.6 para los casos de 17.5.1.2(a) hasta (e), y 17.7 para 17.5.1.2(f) hasta (h). Para anclajes adhesivos que resisten cargas sostenidas en tracción, debe cumplirse con los requisitos de 17.5.2.2.

C 17.5.1.3. El método de diseño por desprendimiento del hormigón incluido como de obligatorio cumplimiento con 17.5.1.2 fue desarrollado con base en el Método de Diseño por Capacidad del Hormigón (CCD) (Fuchs et al., 1995; Eligehausen y Balogh, 1995) que a su vez es una adaptación del Método Kappa (Eligehausen and Fuchs, 1988; Eligehausen et al., 2006a) con un ángulo de la superficie de falla por desprendimiento de aproximadamente ***35°*** (***Figuras C 17.5.1.3a*** y ***b***). Se considera que es suficientemente preciso, relativamente fácil de utilizar y además aplicable en disposiciones irregulares de los anclajes. El método CCD predice la resistencia de un anclaje o grupo de anclajes utilizando una ecuación básica para tracción en hormigón fisurado, que se multiplica por factores que tienen en cuenta el número de anclajes, la distancia al borde, la separación, la excentricidad y la ausencia de fisuración. Para corte, se emplea un procedimiento similar. Investigaciones experimentales y teóricas han demostrado la aplicabilidad del Método CCD también a anclajes adhesivos (Eligehausen et al., 2006a).

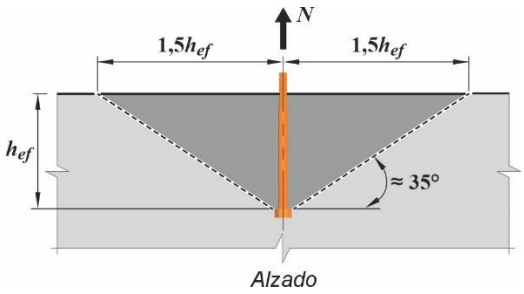


Figura C 17.5.1.3a. *Cono de desprendimiento por tracción*

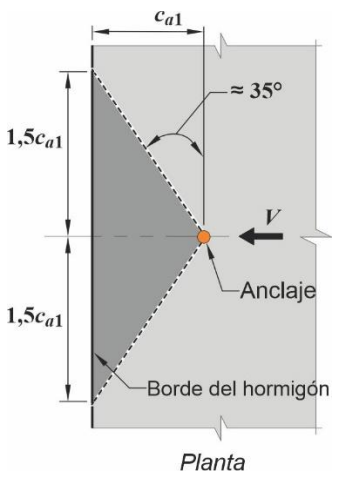


Figura C 17.5.1.3b. *Cono de desprendimiento por corte*

17.5.1.3.1. Los efectos de grupo en los anclajes deben tenerse en cuenta siempre que dos o más anclajes tengan separaciones menores que las separaciones críticas dadas en la ***Tabla 17.5.1.3.1***, donde únicamente los anclajes susceptibles al modo de falla en particular bajo investigación deben incluirse en el grupo.

Tabla 17.5.1.3.1. Separación crítica

Modo de falla que se estudia	Separación crítica
Desprendimiento de hormigón en tracción	$3h_{ef}$
Resistencia de adherencia en tracción	$2c_{Na}$
Desprendimiento de hormigón en corte	$3c_{a1}$

17.5.1.4. La resistencia de cálculo de anclajes puede basarse en resultados de ensayos, utilizando un ***percentil del 5 %*** de los resultados de ensayos representativos para 17.5.1.2(a) hasta (h).

C 17.5.1.4. En los artículos 17.5.1.2 y 17.5.2.3 se establecen los factores de comportamiento por medio de los cuales se requiere verificar los modelos de diseño de los anclajes. Existen muchas formas posibles de diseñar y el usuario puede "diseñar con base en ensayos" usando 17.5.1.4, siempre que cuente con suficiente información para verificar el modelo. Los procedimientos de ensayo también pueden usarse para determinar la resistencia al desprendimiento del hormigón de un solo anclaje por tracción y por corte. Sin embargo, los resultados de los ensayos deben ser evaluados sobre una base estadísticamente equivalente a la usada para seleccionar los valores para el método de desprendimiento del hormigón que se considera satisfacen las disposiciones de 17.5.1.2. La resistencia básica no puede tomarse mayor a la correspondiente a un percentil del ***5 %***. El número de ensayos debe ser suficiente para que tenga validez estadística y debería considerarse en la determinación del percentil del ***5 %***.

17.5.2. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable la resistencia de cálculo de anclajes debe cumplir con los criterios de la ***Tabla 17.5.2***.

C 17.5.2. Bajo combinación de tracción y flexión, los anclajes individuales en un grupo están sometidos a fuerzas de tracción de diferente magnitud. De igual forma, bajo corte y torsión combinados los anclajes individuales en un grupo están sometidos a esfuerzos de corte de diferente magnitud. La ***Tabla 17.5.2*** incluye requisitos para el diseño de anclajes solos y anclajes individuales en

un grupo para evitar la ocurrencia de cualquier modo de falla potencial. Para los modos de falla del acero y arrancamiento del anclaje, el anclaje sujeto a las mayores tensiones del grupo debe verificarse para asegurar que tenga resistencia adecuada para resistir la carga requerida. Para desprendimiento del hormigón se debería verificar el grupo completo. El análisis elástico o el análisis plástico de anclajes dúctiles, como se describen en 17.2.1, pueden ser usados para determinar las cargas llevadas por cada anclaje.

Agregar armadura adicional en la dirección de la carga, para restringir el desprendimiento del hormigón, puede aumentar enormemente la capacidad de resistencia y deformación de las conexiones con anclajes. Ese incremento es conveniente para los anclajes pre-instalados como los usados en elementos prefabricados. En las referencias Klingner et al. (1982), *fib* (2011), ACI 349 (2013) y Eligehausen et al. (2006b), se presenta información sobre el efecto de la armadura en el comportamiento de los anclajes. El efecto de la armadura no se encuentra incluido en los ensayos para la aceptación de anclajes del ACI 355.2 y ACI 355.4, ni en el método de cálculo de desprendimiento del hormigón por tracción del anclaje de 17.6.2 y 17.7.2. Se puede aportar armadura al anclaje en vez de calcular la capacidad de desprendimiento usando las disposiciones del ***Capítulo 25*** junto con 17.5.2.1.

Tabla 17.5.2. Requisitos de resistencia de cálculo para anclajes.

Modo de falla	Un anclaje	Grupos de anclajes[1]	
		Anclaje individual en un grupo	Anclajes como grupo
Resistencia del acero en tracción (17.6.1)[2]	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al desprendimiento del hormigón en tracción[3] (17.6.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia al arrancamiento del anclaje en tracción (17.6.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al descascaramiento lateral del hormigón en tracción (17.6.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia de adherencia del anclaje adhesivo en tracción (17.6.5)	$\phi N_{a} \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Resistencia del acero en corte (17.7.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
Resistencia al desprendimiento del hormigón por corte[3] (17.7.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Resistencia al arrancamiento del hormigón por cabeceo del anclaje por corte (17.7.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

[1] Las resistencias de cálculo para los modos de falla dominados por el acero y por el arrancamiento del anclaje deben calcularse para el anclaje más solicitado en el grupo.
[2] Los artículos a los cuales se hace referencia en paréntesis apuntan a modelos que son permitidos utilizar para evaluar las resistencias nominales.
[3] Si se coloca armadura del anclaje de acuerdo con 17.5.2.1, se permite utilizar la resistencia de cálculo de la armadura del anclaje en vez de la resistencia al desprendimiento del hormigón.

17.5.2.1. Se permite utilizar la resistencia de cálculo de la armadura del anclaje en vez de la resistencia al desprendimiento del hormigón, si se cumple con (a) o (b):

(a) Para tracción, si la armadura del anclaje se desarrolla de acuerdo con el ***Capítulo 25*** en ambos lados de la superficie de desprendimiento del hormigón.

C 17.5.2.1. Para condiciones donde el esfuerzo de corte o tracción mayorado excede a la resistencia de desprendimiento del hormigón del anclaje, o anclajes, o donde la resistencia al desprendimiento no se evalúa, la resistencia nominal puede ser en base a la armadura del anclaje desarrollada adecuadamente como se ilustra en la ***Figura C 17.5.2.1a*** para tracción y en las ***Figuras C 17.5.2.1b(i)*** y ***C 17.5.2.1b(ii)*** para corte. Debido a que la armadura del anclaje se coloca debajo de donde se aplica el corte (ver la ***Figura C 17.5.2.1b***), la fuerza en la armadura del anclaje será mayor que el esfuerzo de corte. La

(b) Para corte, si la armadura del anclaje se desarrolla de acuerdo con el ***Capítulo 25*** en ambos lados de la superficie de desprendimiento del hormigón, o confina el anclaje y se desarrolla más allá de la superficie de desprendimiento.

17.5.2.1.1. El factor de reducción de resistencia ϕ para la armadura del anclaje debe cumplir con 17.5.3.

armadura del anclaje se distingue de la armadura suplementaria en que se diseña exclusivamente para las cargas del anclaje y su intención es imposibilitar el desprendimiento del hormigón. Se pueden utilizar modelos de bielas en el diseño de la armadura del anclaje. En la práctica, la armadura del anclaje en general es usada solo en aplicaciones con anclajes pre-instalados.

(a) Se debe poner atención al seleccionar y colocar la armadura del anclaje. La armadura del anclaje puede consistir de estribos abiertos, estribos cerrados u horquillas colocadas lo más cerca posible del anclaje. Es benéfico que la armadura del anclaje encierre la armadura superficial cuando sea posible. Solamente las armaduras separadas menos de $\mathbf{0{,}5}h_{ef}$ del eje central del anclaje pueden ser incluidas como armadura del anclaje. Las investigaciones (Eligehausen et al., 2006b) en que se basan estos requisitos se limitaron a armaduras de anclajes con un diámetro máximo equivalente a la barra d_b***16***.

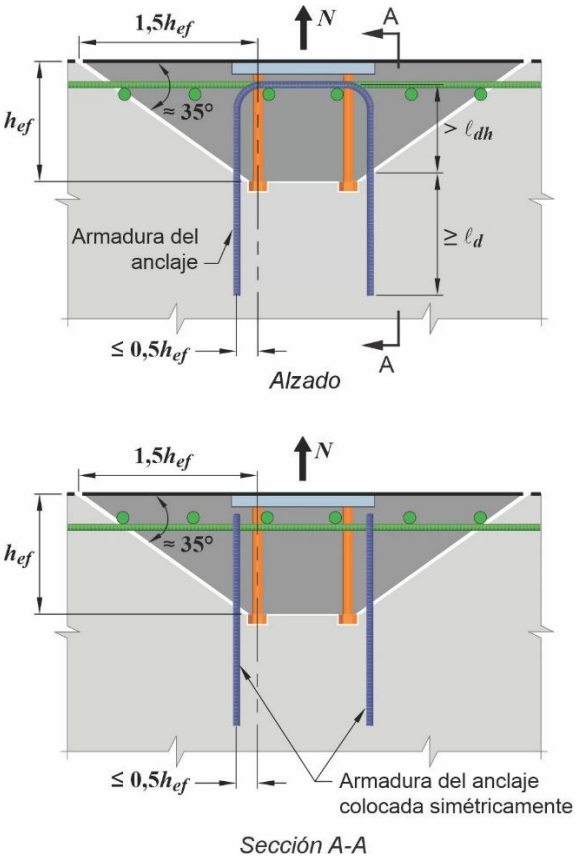


Figura C 17.5.2.1a. *Armadura del anclaje para tracción*

b) Para asegurar el desarrollo de la armadura del anclaje por corte, la armadura del anclaje que confina, mostrada en la ***Figura C 17.5.2.1b(i)***, debería estar en contacto con el anclaje y ubicada lo más cerca posible de la superficie de hormigón. Las investigaciones (Eligehausen et al., 2006b) en que se basan las disposiciones para la armadura que confina, se limitaron a armaduras del anclaje con un diámetro de barra máximo equivalente de ***16 mm***. Barras de mayor

diámetro conllevan a radios de doblado mayores que pueden reducir significativamente la efectividad de la armadura del anclaje por corte, y, por lo tanto, no se recomienda una armadura del anclaje con un diámetro mayor a ***20 mm***. No se permite, para la armadura del anclaje, el exceso de armadura para reducir su longitud de anclaje, debido a que se requiere el desarrollo total de f_y.

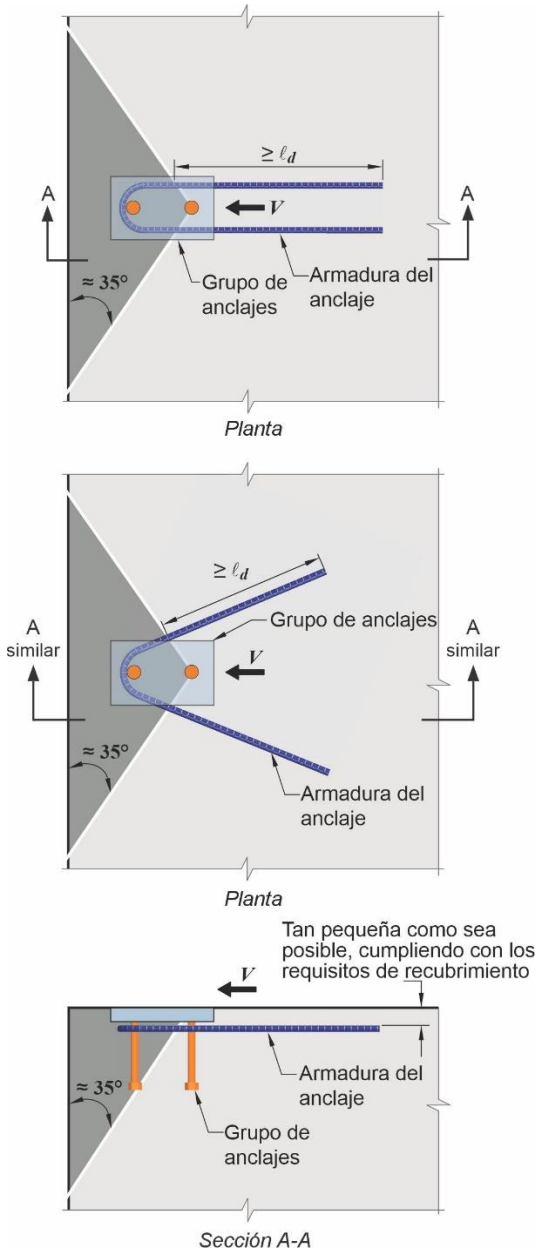


Figura C 17.5.2.1b(i). *Armadura del anclaje por corte en forma de horquilla*

La armadura del anclaje para corte también puede consistir en estribos abiertos, estribos cerrados, estribos cerrados de confinamiento, horquillas, encerrando la armadura de borde embebido en el cono de desprendimiento y colocado lo más cerca posible de los anclajes (ver ***Figura C 17.5.2.1b(ii)***). En general, sólo las armaduras separadas a menos del menor entre $\mathbf{0{,}5}c_{a1}$ y $\mathbf{0{,}3}c_{a2}$ medidos desde la línea central del anclaje pueden ser incluidas como armadura del anclaje. En este caso, la armadura del anclaje

debe anclarse a ambos lados de la superficie de desprendimiento. Por razones de equilibrio, debe existir una armadura de borde. Las investigaciones en que se basan estas disposiciones se limitan a la armadura del anclaje con un diámetro máximo equivalente a la barra d_b20.

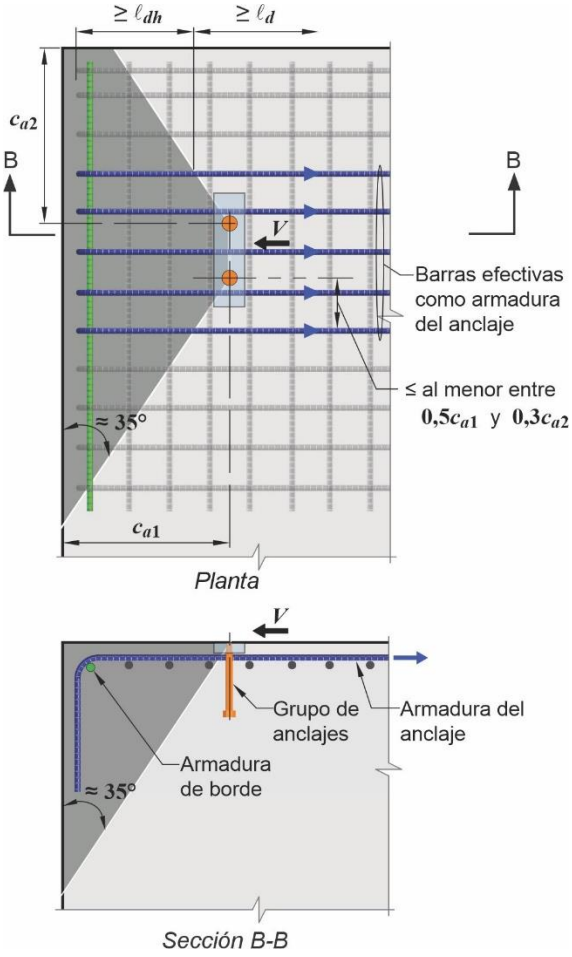


Figura C 17.5.2.1b(ii). *Armadura de borde y armadura del anclaje para corte*

17.5.2.2. Para el diseño de anclajes adhesivos para resistir cargas de tracción permanentes se debe cumplir con la ecuación (17.5.2.2):

$$0{,}55\,\phi\,N_{ba} \geq N_{ua,s} \qquad (17.5.2.2)$$

donde N_{ba} es la resistencia básica de adherencia para un solo anclaje adhesivo y $N_{ua,s}$ es la carga sostenida mayorada a tracción.

C 17.5.2.2. Para anclajes adhesivos sujetos a cargas permanentes de tracción, se requiere un cálculo adicional para la parte permanente de la carga mayorada con una resistencia a la adherencia reducida con el fin de tener en cuenta una posible disminución de la resistencia a la adherencia debida a la carga sostenida de tracción. La resistencia de anclajes adhesivos a cargas de tracción permanentes depende particularmente de una correcta instalación, incluyendo la limpieza de la perforación, medición y mezclado del adhesivo y la prevención de vacíos en la línea de adherencia (espacio libre anular). Adicionalmente, debería tenerse cuidado en la selección del adhesivo correcto y la resistencia a la adherencia para las condiciones esperadas en el sitio tales como la condición del hormigón en el momento de la instalación (seco o saturado, frío o caliente), el método de taladrado (taladro rotatorio de impacto, taladro para roca, o taladro de núcleos) y las variaciones de temperatura previstas del hormigón en servicio.

El factor de ***0,55***, utilizado para los cálculos adicionales para cargas permanentes a tracción, está correlacionado con los requisitos para ensayos de ACI 355.4 y provee un comportamiento satisfactorio de anclajes adhesivos bajo cargas de tracción de larga duración cuando se utilizan de acuerdo con ACI 355.4. La evaluación del producto de acuerdo con ACI 355.4 está basada en que la carga permanente de tracción estará presente por un mínimo de ***50 años*** a una temperatura estándar de ***21°C*** y un mínimo de ***10 años*** a una temperatura de ***43°C***. Para vidas útiles de más años (por ejemplo, mayor que ***50 años***) o temperaturas más altas, deberían considerarse factores más bajos. Información adicional sobre el uso de anclajes adhesivos para estas condiciones puede encontrarse consultando al fabricante del adhesivo.

Los anclajes adhesivos son particularmente sensibles a la dirección de instalación y al tipo de cargas. Los anclajes adhesivos instalados hacia arriba y que resisten cargas sostenidas de tracción son fuente de preocupación, pues aplicaciones previas de este tipo han conducido a fallas (National Transportation Safety Board, 2007). Otros tipos de anclajes pueden ser más apropiados para estos casos. Cuando se utilizan anclajes adhesivos instalados horizontalmente o hacia arriba y sujetos a cargas sostenidas de tracción, es esencial que se cumplan los requisitos de ensayo, el cual puede ser realizado de acuerdo con ACI 355.4, respecto a sensibilidad a la dirección de instalación, empleo de instaladores certificados y la obligatoriedad de inspección especial. Los requisitos de inspección e instalación se dan en el ***Capítulo 26***.

17.5.2.2.1. Para grupos de anclajes adhesivos sujetos a cargas sostenidas de tracción, debe cumplirse con la ecuación (17.5.2.2) para el anclaje que resista la mayor carga sostenida en tracción.

C 17.5.2.2.1. La verificación de grupos de anclajes se limita al anclaje con mayor carga en el grupo, de forma análoga al diseño por arrancamiento del anclaje.

17.5.2.3. Cuando se encuentran presentes tanto N_{ua} como V_{ua} , se deben considerar los efectos de interacción utilizando una expresión de interacción que resulte en un cálculo de la resistencia que esté substancialmente de acuerdo con los resultados de ensayos representativos. Puede considerarse que este requisito se cumple con 17.8.

17.5.2.4. Los anclajes deben cumplir con las distancias al borde, separaciones y espesores indicados en el artículo 17.9 para evitar fallas por hendimiento.

17.5.2.5. Los anclajes en estructuras sismorresistentes deben cumplir los requisitos establecidos en el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

17.5.2.6. Los dispositivos de fijación con llaves de corte, utilizados para transferir cargas estructurales, deben cumplir los requisitos de 17.11.

17.5.3. Los factores de reducción de resistencia ϕ para anclajes en hormigón deben cumplir con las

C 17.5.3. Los factores ϕ para la resistencia del acero en la

Tablas 17.5.3(a), 17.5.3(b) y ***17.5.3(c)***. El factor de reducción de resistencia ϕ para armadura del anclaje debe ser ***0,75***.

Tabla 17.5.3(a). Resistencia del anclaje gobernada por el acero

Tipo de elemento de acero	Factor de reducción de resistencia ϕ	
	Tracción (en el acero)	Corte (en el acero)
Dúctil	0,75	0,65
Frágil	0,65	0,60

Tabla 17.5.3(a), se basan en el uso de f_{uta} para determinar la resistencia nominal del anclaje (ver artículos 17.6.1 y 17.7.1) en vez de f_{ya} , como se usa en el diseño de elementos de hormigón armado. A pesar de que los factores ϕ para ser usados con f_{uta} parecen bajos, estos conducen a un nivel de seguridad congruente con el uso de los factores ϕ más altos aplicados a f_{ya} . Los factores ϕ para corte, que son menores que para tracción, no reflejan las diferencias básicas de los materiales, en cambio tienen en cuenta la posibilidad de una distribución no uniforme del corte en las conexiones con múltiples anclajes.

Los factores ϕ para resistencia del anclaje controlada por desprendimiento, adherencia y descascaramiento del recubrimiento lateral del hormigón de la ***Tabla 17.5.3(b)*** se separan en dos grupos con base en la presencia o ausencia de armadura suplementaria. La clasificación de armadura suplementaria en esta tabla reemplaza las condiciones A y B utilizadas en el Reglamento anterior. Las aplicaciones con armadura suplementaria conducen a una mayor capacidad de deformación, permitiendo un aumento de los factores ϕ. No se requiere un diseño explícito de la armadura suplementaria para fuerzas relacionadas con el anclaje; no obstante, la disposición de la armadura suplementaria debería semejarse a la de la armadura del anclaje mostrado en las ***Figuras C 17.5.2.1(a)*** y ***C 17.5.2.1(b)(i)*** y ***(ii)***. En contraposición a la armadura del anclaje, no se requiere desarrollar totalmente la armadura suplementaria más allá del plano supuesto de falla por desprendimiento del hormigón.

Para desprendimiento del hormigón en corte en todos los tipos de anclaje y para modos de falla frágiles del hormigón en anclajes pre-instalados, el factor de reducción de resistencia básico para fallas frágiles del hormigón (**ϕ = 0,70**) se seleccionó con base en los resultados de estudios probabilísticos. A pesar de que este factor es mayor que el factor de reducción de resistencia para hormigón estructural simple (**ϕ = 0,60**), las expresiones para la resistencia nominal utilizadas en este capítulo y en los requisitos de los ensayos están basadas en percentiles de ***5 %***, por lo tanto, el valor de **ϕ = 0,60** sería demasiado conservador. Comparaciones con otros procedimientos de diseño y estudios probabilísticos (Farrow and Klingner, 1995) indicaron que la selección de **ϕ = 0,70** se justificaba. Para los mismos casos con armadura suplementaria el valor **ϕ = 0,75** es compatible con el nivel de seguridad para fallas por corte en vigas de hormigón, y ha sido recomendado en el *PCI Design Handbook* (MNL 120) y en ACI 349.

Los ensayos incluidos en ACI 355.2 y ACI 355.4 para evaluar la sensibilidad de un anclaje al procedimiento de instalación permiten determinar las Categorías de Anclajes tal como se presentan en la ***Tabla 17.5.3(b)*** para anclajes post-instalados patentados de expansión, de tornillos, con sobreperforación en su base y adhesivos. Los ensayos del ACI 355.2 para medir la sensibilidad a la instalación miden los efectos de la variación del torque del anclaje durante la instalación, la tolerancia en el diámetro de la perforación con taladro y el nivel de energía usado para fijar los

anclajes. Se consideran para anclajes de expansión, de tornillos y con sobreperforación en su base aprobados para su utilización en hormigón fisurado donde se consideran anchos de fisura más grandes. Los ensayos de ACI 355.4 para sensibilidad a los procedimientos de instalación determinan la categoría para un anclaje en particular considerando la influencia del mezclado del adhesivo y la influencia de la limpieza de la perforación cuando está seca, húmeda o llena de agua, incluyendo casos bajo agua.

Tabla 17.5.3(b). Resistencia del anclaje gobernada por el desprendimiento, adherencia y descascaramiento del recubrimiento lateral del hormigón

Armadura suplementaria	Tipo de instalación del anclaje	Categoría del anclaje[1]	Factor de reducción de resistencia ϕ	
			Tracción (desprendimiento, adherencia o descascaramiento lateral del hormigón)	Corte (desprendimiento del hormigón)
Armadura suplementaria está presente	Anclajes pre-instalados	No es aplicable	0,75	0,75
	Anclajes post-instalados	1	0,75	
		2	0,65	
		3	0,55	
Armadura suplementaria no está presente	Anclajes pre-instalados	No es aplicable	0,70	0,70
	Anclajes post-instalados	1	0,65	
		2	0,55	
		3	0,45	

[1] Categoría de Anclaje 1 indica baja sensibilidad a la instalación y alta confiabilidad. Los Anclajes Categoría 2 indican mediana sensibilidad a la instalación y confiabilidad mediana. La Categoría 3 indica alta sensibilidad a la instalación y baja confiabilidad.

Tabla 17.5.3(c). Resistencia del anclaje gobernada por el arrancamiento del anclaje o arrancamiento del hormigón

Tipo de instalación del anclaje	Categoría del anclaje [1]	Factor de reducción de resistencia ϕ	
		Tracción (arrancamiento del anclaje)	Corte (arrancamiento del hormigón)
Anclajes pre-instalados	No es aplicable	0,70	0,70
Anclajes post-instalados	1	0,65	
	2	0,55	
	3	0,45	

[1] Categoría de Anclaje 1 indica baja sensibilidad a la instalación y alta confiabilidad. Los Anclajes Categoría 2 indican mediana sensibilidad a la instalación y confiabilidad mediana. La Categoría 3 indica alta sensibilidad a la instalación y baja confiabilidad.

17.6. RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

C 17.6. RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

17.6.1. Resistencia del acero en anclajes en tracción, N_{sa}

C 17.6.1. Resistencia del acero en anclajes en tracción, N_{sa}

17.6.1.1. La resistencia nominal del acero de los anclajes en tracción controlada por el acero, N_{sa} , debe ser evaluada mediante cálculos basados en las propiedades del material del anclaje y en las dimensiones físicas de los anclajes.

17.6.1.2. La resistencia nominal del acero de un anclaje en tracción, N_{sa} , debe calcularse con:

$$N_{sa} = A_{se,N}\, f_{uta} \qquad (17.6.1.2)$$

C 17.6.1.2. La resistencia nominal a tracción de los anclajes está mejor representada por f_{uta} que por f_{ya} debido a que la gran mayoría de los materiales de los anclajes no presentan un punto de fluencia bien definido. El instituto AISC basa la resistencia a tracción de los

donde $A_{se,N}$ es el área efectiva de la sección transversal de un anclaje en tracción, en mm², y f_{uta} utilizado en los cálculos no debe exceder $1{,}9f_{ya}$ ó ***860 MPa***.

anclajes en el producto $A_{se,N}f_{uta}$ en sus especificaciones desde la edición de 1986. El uso de la ecuación (17.6.1.2) con los factores de carga del artículo 5.3 y los factores ϕ del artículo 17.5.3 da como resultado resistencias de cálculo congruentes con AISC 360.

El límite de $1{,}9f_{ya}$ para f_{uta} es para asegurar que, bajo condiciones de cargas de servicio, el anclaje no exceda f_{ya}. Aunque este límite no afecta a los anclajes de acero estructural estándar, puede limitar el uso de algunos aceros inoxidables. El límite para f_{uta} de $1{,}9f_{ya}$ fue determinado convirtiendo las disposiciones del LRFD a las condiciones correspondientes de nivel de servicio. Del artículo 5.3, el factor de carga promedio de ***1,4*** (de: **1,2D + 1,6L**) dividido por el factor ϕ más alto (***0,75*** para tracción) da como resultado un límite para f_{uta}/f_{ya} de **1,4/0,75 = 1,87**.

Para anclajes post-instalados que tengan un área de sección transversal reducida en cualquier lugar a lo largo de la longitud del anclaje, como es el caso de anclajes en forma de cuña, el área de la sección transversal efectiva del anclaje debería ser suministrada por el fabricante. Para varillas roscadas y bulones con cabeza, ASME B1.1 define $A_{se,N}$ como:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4}\left(d_a - \frac{0{,}9743}{n_t}\right)^2$$

donde n_t es el número de hilos de rosca por mm.

17.6.2. Resistencia al desprendimiento del hormigón de anclajes en tracción, N_{cb}

C 17.6.2. Resistencia al desprendimiento del hormigón de anclajes en tracción, N_{cb}

17.6.2.1. La resistencia nominal de desprendimiento del hormigón en tracción, N_{cb} de un anclaje individual o N_{cbg} de un grupo de anclajes que cumpla con 17.5.1.3.1, debe calcularse por medio de (a) o (b), respectivamente:

(a) Para un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N}\, \psi_{c,N}\, \psi_{cp,N}\, N_b \qquad (17.6.2.1a)$$

(b) Para un grupo de anclajes:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N}\, \psi_{ed,N}\, \psi_{c,N}\, \psi_{cp,N}\, N_b \qquad (17.6.2.1b)$$

donde los factores $\psi_{ec,N}$, $\psi_{ed,N}$, $\psi_{c,N}$ y $\psi_{cp,N}$ se encuentran definidos en los artículos 17.6.2.3, 17.6.2.4, 17.6.2.5 y 17.6.2.6, respectivamente.

C 17.6.2.1. Los efectos de anclajes múltiples, la separación entre anclajes y la distancia al borde en la resistencia nominal al desprendimiento del hormigón debida a tracción, se toma en consideración al aplicar los factores de modificación A_{Nc} / A_{Nco} y $\psi_{ed,N}$ en las ecuaciones (17.6.2.1a) y (17.6.2.1b).

La ***Figura C 17.6.2.1(a)*** muestra A_{Nco} y el desarrollo de la ecuación (17.6.2.1.4). A_{Nco} es el área máxima proyectada para un solo anclaje. La ***Figura C 17.6.2.1(b)*** muestra ejemplos de las áreas proyectadas para varios anclajes simples y anclajes múltiples con diferentes tipos de configuración. Como A_{Nc} es el área total proyectada para un grupo de anclajes y A_{Nco} es el área para un solo anclaje, no es necesario incluir ***n***, el número de anclajes, en las ecuación (17.6.2.1b). Si los grupos de anclajes están colocados de tal manera que sus áreas proyectadas se yuxtaponen, es necesario que el valor de A_{Nc} sea reducido de acuerdo con ello.

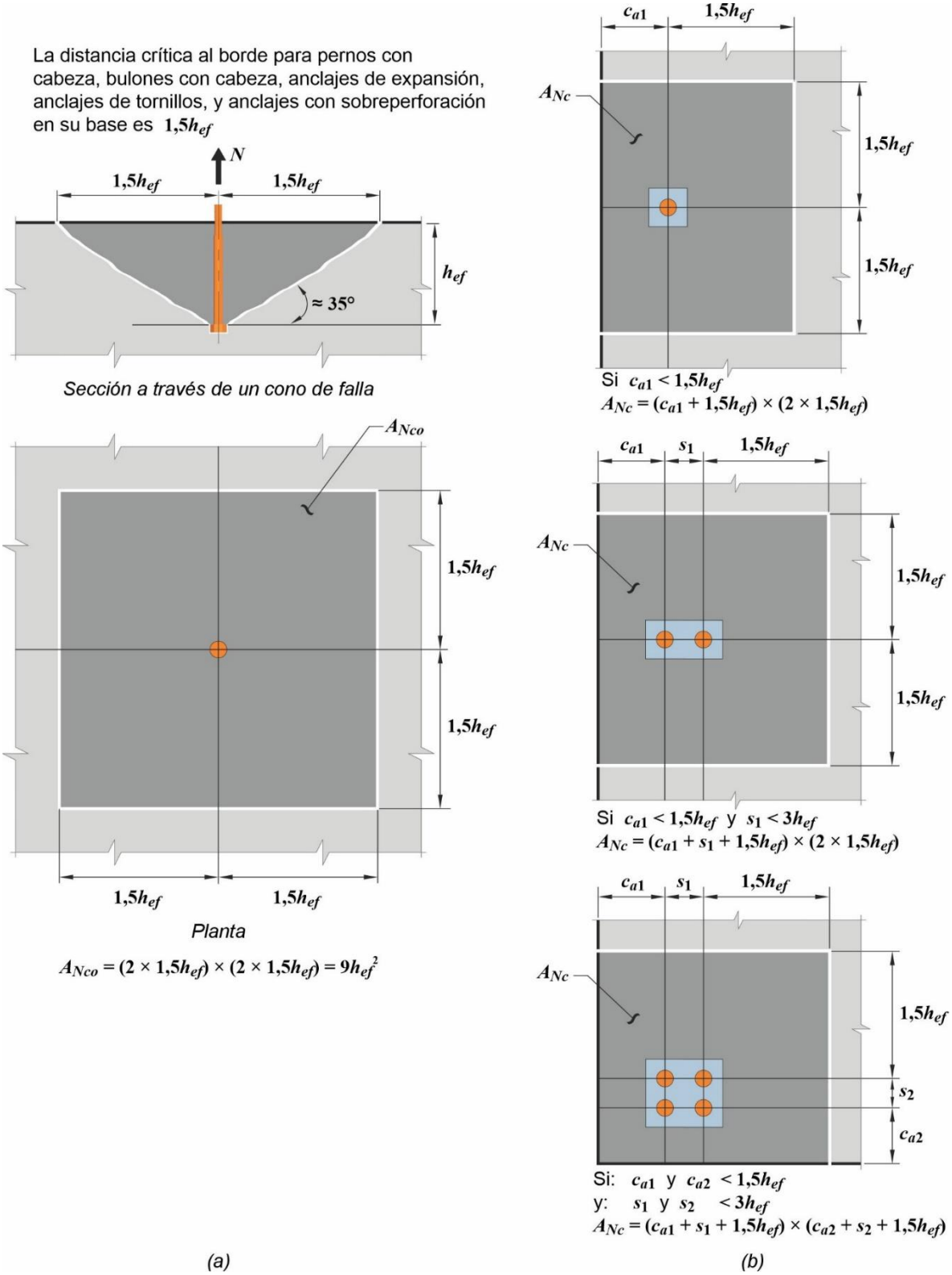


Figura C 17.6.2.1. *(a) cálculo de* A_{Nco} *y (b) cálculo de* A_{Nc} *para anclajes individuales y grupos de anclajes*

17.6.2.1.1. A_{Nc} es el área proyectada de la superficie de falla del hormigón para un solo anclaje o de un grupo de anclajes que se aproxima a la base de la forma geométrica rectilínea que resulta de proyectar la superficie de falla hacia afuera $1{,}5h_{ef}$ del eje central del anclaje, o en el caso de un grupo de

anclajes, de la línea a través de una fila de anclajes adyacentes. A_{Nc} no debe exceder $n\,A_{Nco}$, donde n corresponde al número de anclajes en el grupo que resisten tracción.

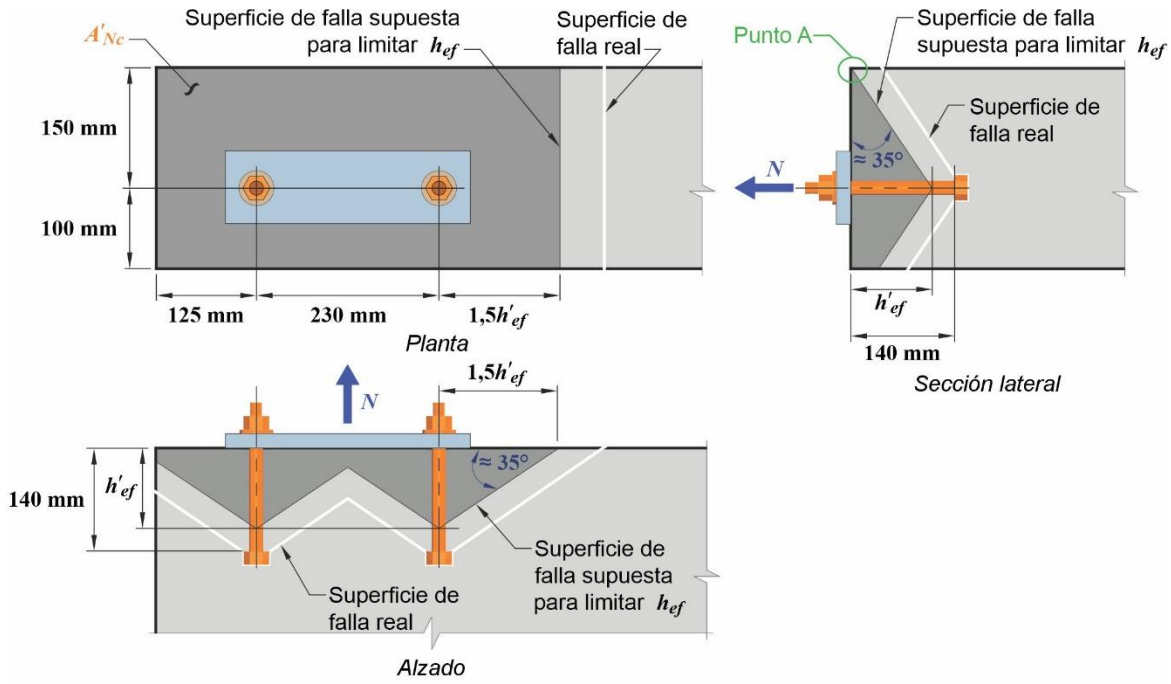
17.6.2.1.2 Si los anclajes se ubican a menos de $1{,}5h_{ef}$ de tres o más bordes, el valor de h_{ef} usado en el cálculo de A_{Nc} de acuerdo con 17.6.2.1.1, y en las ecuaciones en 17.6.2.1 hasta 17.6.2.4, debe ser el mayor entre (a) y (b):

(a) $c_{a,max} / 1{,}5$

(b) $s / 3$, donde s es la separación máxima entre anclajes dentro del grupo.

C 17.6.2.1.2. Para anclajes que se ubican a menos de $1{,}5h_{ef}$ de tres o más bordes, el Método CCD (ver artículo C 17.5.1.3), que constituye la base para las ecuaciones en 17.6.2.1 hasta 17.6.2.4, produce resultados extremadamente conservadores para la resistencia al desprendimiento por tracción (Lutz, 1995). Esto ocurre porque las definiciones usuales de A_{Nc} / A_{Nco} no reflejan correctamente el efecto de los bordes. Este problema se corrige cuando el valor de h_{ef} usado en las ecuaciones en 17.6.2.1 hasta 17.6.2.4 se limita a $c_{a,max}/1{,}5$, donde $c_{a,max}$ es la mayor de las distancias a los bordes que tienen influencia y que es menor o igual al $1{,}5h_{ef}$ real. En ningún caso $c_{a,max}/1{,}5$ puede ser menor a un tercio de la separación máxima entre anclajes dentro del grupo. El límite para h_{ef} de no exceder un tercio de la separación máxima entre los anclajes del grupo evita que se utilice una resistencia calculada con base en prismas de desprendimiento individual para una configuración de anclajes en grupo. Este enfoque se ilustra en la ***Figura C 17.6.2.1.2***. En este ejemplo, el límite propuesto para el valor de h_{ef} que se debe usar en los cálculos, donde $h_{ef} = c_{a,max}/1{,}5$, tiene como resultado que $h_{ef} = h'_{ef} = 100$ **mm**. Para este ejemplo, éste sería el valor adecuado para ser usado como h_{ef} al calcular la resistencia, incluso si la profundidad de empotramiento real es mayor.

El requisito de 17.6.2.1.2 puede visualizarse trasladando la superficie de desprendimiento real del hormigón, que se origina en el h_{ef} real, hacia la superficie de hormigón paralela a la carga de tracción aplicada. El valor de h_{ef} usado en las ecuaciones en 17.6.2.1 hasta 17.6.2.4 se determina cuando: (a) los bordes exteriores de la superficie de falla intersectan primero el borde libre, o (b) la intersección de la superficie de desprendimiento entre los anclajes dentro del grupo intersectan primero la superficie del hormigón. Para el ejemplo mostrado en la ***Figura C 17.6.2.1.2***, el punto "A" define la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar h_{ef} con la superficie de hormigón.



En realidad $h_{ef} = 140$ mm, pero tres bordes son $\leq 1{,}5h_{ef}$ por lo tanto, el valor limitante de h_{ef} (mostrado como h'_{ef} en la figura) es el mayor entre $c_{a,max}/1{,}5$ y un tercio de la máxima separación para un grupo de anclajes:

$h'_{ef} = \max[(150\text{ mm})/1{,}5\ ;\ (230\text{ mm})/3)] = 100$ mm

Entonces, usar $h_{ef} = 100$ mm para el valor de h_{ef} en las ecuaciones 17.6.2.1 a 17.6.2.5 incluyendo el cálculo de A'_{Nc}:

$A'_{Nc} = (150\text{ mm} + 100\text{ mm})(125\text{ mm} + 230\text{ mm} + 1{,}5 \times 100\text{ mm}) = 126250\text{ mm}^2$

El Punto A muestra la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar h_{ef} con la superficie de hormigón.

Figura C 17.6.2.1.2. *Ejemplo de tracción donde los anclajes están colocados en elementos angostos*

17.6.2.1.3. Cuando se agrega una placa o arandela adicional a la cabeza del anclaje, se puede calcular el área proyectada de la superficie de falla, extendiendo la superficie de falla $1{,}5h_{ef}$ hacia afuera del perímetro efectivo de la placa o arandela. El perímetro efectivo no debe exceder el valor en una sección proyectada hacia fuera más del espesor de la arandela o placa medido desde el borde exterior de la cabeza del anclaje.

17.6.2.1.4. La variable A_{Nco} es el área de falla proyectada del hormigón de un solo anclaje con una distancia al borde igual o mayor a $1{,}5h_{ef}$ y debe calcularse de acuerdo con la ecuación (17.6.2.1.4).

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \qquad (17.6.2.1.4)$$

17.6.2.2. Resistencia básica al desprendimiento de un solo anclaje, N_b

17.6.2.2.1. La resistencia básica al desprendimiento del hormigón, N_b , de un solo anclaje en tracción embebido en hormigón fisurado debe calcularse por medio de la ecuación (17.6.2.2.1), excepto en lo que permita el artículo 17.6.2.2.3.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c}\, h_{ef}^{1,5} \qquad (17.6.2.2.1)$$

C 17.6.2.2. Resistencia básica al desprendimiento de un solo anclaje, N_b

C 17.6.2.2.1. La ecuación para determinar la resistencia básica de un anclaje por desprendimiento del hormigón fue derivada suponiendo un prisma de falla del hormigón con un ángulo de aproximadamente ***35°***, considerando los conceptos de mecánica de fractura (Fuchs et al., 1995; Eligehausen and Balogh, 1995; Eligehausen and Fuchs, 1988; *fib*, 2011).

donde k_c = ***10*** para anclajes pre-instalados y k_c = ***7*** para anclajes post-instalados.

Los valores de k_c en la ecuación (17.6.2.2.1) fueron determinados a partir de una amplia base de datos de resultados de ensayos en hormigón no fisurado con un percentil del ***5 %*** (Fuchs et al., 1995). Los valores fueron ajustados a los valores k_c correspondientes a hormigón fisurado (Eligehausen and Balogh, 1995; Goto, 1971). Los ensayos han demostrado que valores de k_c aplicables a anclajes adhesivos son aproximadamente iguales a los derivados para anclajes expansivos (Eligehausen et al., 2006a; Zhang et al., 2001).

17.6.2.2.2. Se puede incrementar el valor de k_c por encima de ***7*** para anclajes post-instalados con base en ensayos específicos para el producto, pero no puede exceder ***10***.

17.6.2.2.3. Para bulones y pernos con cabeza pre-instalados individuales con $280\ mm \le h_{ef} \le 635\ mm$, N_b se debe calcular por medio de:

$$N_b = 3{,}9\ \lambda_a \sqrt{f'_c}\ h_{ef}^{5/3} \qquad (17.6.2.2.3)$$

C 17.6.2.2.3. Para anclajes con un empotramiento más profundo ($h_{ef} > 280\ mm$), los resultados de ensayos indican que el uso de $h_{ef}^{1,5}$ puede ser demasiado conservador para algunos casos. Se incluye una expresión alternativa, ecuación (17.6.2.2.3), que usa $h_{ef}^{5/3}$ para evaluar anclajes pre-instalados de pernos y bulones con cabeza con $280\ mm \le h_{ef} \le 635\ mm$. Esta expresión también puede ser adecuada para algunos anclajes post-instalados con sobreperforación en su base. Sin embargo, para estos anclajes el uso de la ecuación (17.6.2.2.3) debería justificarse por medio de resultados de ensayos realizados de acuerdo con 17.5.1.4. Investigaciones numéricas y experimentales indican que la Ec. (17.6.2.2.3) puede no ser conservadora para $h_{ef} > 635\ mm$ donde el esfuerzo de aplastamiento en la cabeza del anclaje puede estar en el límite permitido por la ecuación (17.6.3.2.2a), o muy cerca de él (Ožbolt et al., 2007).

17.6.2.3. Factor de excentricidad del desprendimiento, $\psi_{ec,N}$

C 17.6.2.3. Factor de excentricidad del desprendimiento, $\psi_{ec,N}$

17.6.2.3.1. El factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción, $\psi_{ec,N}$, debe calcularse por medio de la ecuación (17.6.2.3.1).

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2\,e'_N}{3\,h_{ef}}\right)} \le 1{,}0 \qquad (17.6.2.3.1)$$

C 17.6.2.3.1. La ***Figura C 17.6.2.3.1(a)*** muestra un grupo de anclajes que se encuentran todos en tracción, pero la fuerza resultante es excéntrica con respecto al baricentro del grupo de anclajes. Los anclajes pueden también cargarse de tal manera que sólo algunos de ellos queden en tracción (***Figura C 17.6.2.3.1(b)***). En este caso, solamente los anclajes en tracción deben ser considerados para determinar e'_N . La excentricidad e'_N de la fuerza de tracción resultante se debe determinar con respecto al centro de gravedad de los anclajes en tracción.

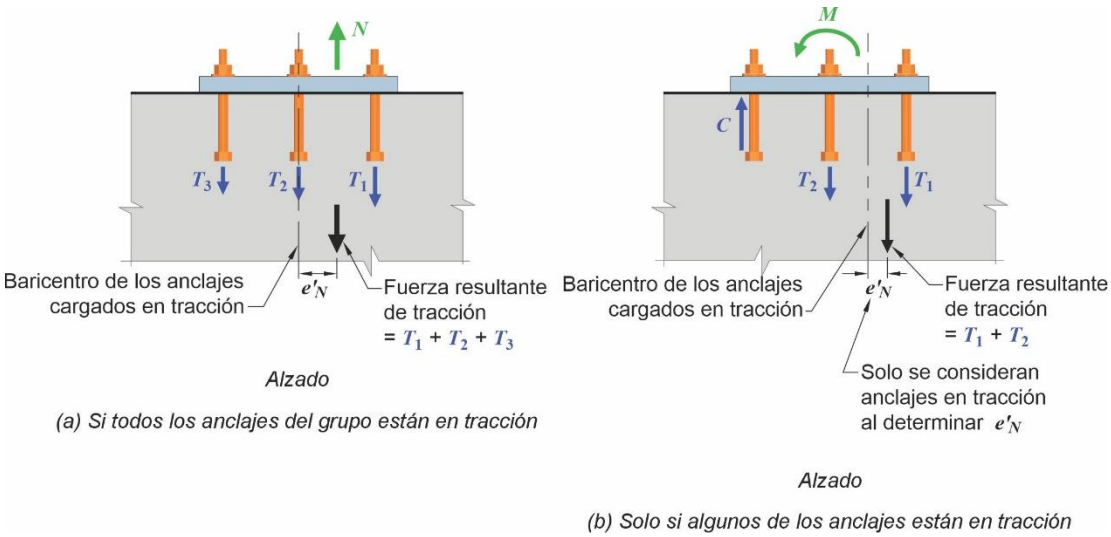


Figura C 17.6.2.3.1. *Definición de* e'_N *para un grupo de anclajes*

17.6.2.3.2. Si la carga sobre un grupo de anclajes es tal que sólo algunos anclajes del grupo se encuentran en tracción, únicamente esos anclajes en tracción deben considerarse para determinar la excentricidad e'_N a utilizar en la ecuación (17.6.2.3.1) y para calcular N_{cbg} en la ecuación (17.6.2.1b).

17.6.2.3.3. Cuando las cargas excéntricas actúen alrededor de dos ejes ortogonales, el factor de modificación $\psi_{ec,N}$ debe calcularse para cada eje individualmente y el producto de esos factores debe usarse como $\psi_{ec,N}$ en la ecuación (17.6.2.1b).

17.6.2.4. Factor de efecto de borde del desprendimiento, $\psi_{ed,N}$

17.6.2.4.1. El factor de modificación por efectos de borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción, $\psi_{ed,N}$, se calcula por medio de (a) o (b).

(a) Si $c_{a,min} \geq 1{,}5h_{ef}$ entonces $\psi_{ed,N} = 1{,}0$ (17.6.2.4.1a)

(b) Si $c_{a,min} < 1{,}5h_{ef}$ entonces

$$\psi_{ed,N} = 0{,}7 + 0{,}3\frac{c_{a,min}}{1{,}5\,h_{ef}} \qquad (17.6.2.4.1b)$$

17.6.2.5. Factor de fisuración por el desprendimiento, $\psi_{c,N}$

17.6.2.5.1. El factor de modificación para tener en cuenta la influencia de la fisuración en regiones de anclajes al nivel de cargas de servicio, $\psi_{c,N}$, debe determinarse con (a) o (b):

(a) Para anclajes ubicados en una región de un elemento de hormigón, donde el análisis señala que no hay fisuración para el nivel de cargas de

C 17.6.2.4. Factor de efecto de borde del desprendimiento, $\psi_{ed,N}$

C 17.6.2.4.1. Si los anclajes se encuentran ubicados cerca de un borde, de tal manera que haya espacio insuficiente para que se desarrolle un prisma de desprendimiento completo, la capacidad de carga del anclaje se reduce más allá de lo reflejado por A_{Nc}/A_{Nco}. Si la menor distancia de recubrimiento lateral es por lo menos $1{,}5h_{ef}$, el modelo de diseño supone que se puede formar un prisma de desprendimiento completo y no existirá reducción alguna ($\psi_{ed,N} = 1$). Si el recubrimiento lateral es menor que $1{,}5h_{ef}$, es necesario ajustar el factor $\psi_{ed,N}$ para el efecto del borde (Fuchs et al., 1995).

C 17.6.2.5. Factor de fisuración por el desprendimiento, $\psi_{c,N}$

C 17.6.2.5.1. Los anclajes post-instalados que no cumplen con los requisitos para ser utilizados en hormigón fisurado pueden ser usados solamente en regiones que van a permanecer no fisuradas. El análisis para determinar la formación de fisuras debería incluir los efectos de contracción restringida (ver artículo 24.4.2). Los ensayos para la calificación de los anclajes, los cuales pueden ser realizados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4, exigen

servicio, se permite que $\psi_{c,N}$ sea:

$\psi_{c,N}$ = **1,25** para anclajes pre-instalados.

$\psi_{c,N}$ = **1,4** para anclajes post-instalados, y con el valor de k_c usado en la ecuación (17.6.2.2.1) igual a ***7***. Cuando el valor de k_c usado en la ecuación (17.6.2.2.1) se toma de los informes para evaluación de productos para anclajes post-instalados:

(i) $\psi_{c,N}$ debe obtenerse de los reportes de evaluación de productos, calificados para ser utilizados tanto en hormigón fisurado como no fisurado.

(ii) $\psi_{c,N}$ debe tomarse como ***1,0*** para anclajes calificados para ser utilizados en hormigón no fisurado.

(b) Para anclajes ubicados en una región de un elemento de hormigón, donde el análisis señala que hay fisuración para el nivel de cargas de servicio, $\psi_{c,N}$ debe tomarse como ***1,0*** tanto para anclajes pre-instalados como post-instalados, y se debe cumplir con 17.6.2.6.

17.6.2.5.2. Los anclajes post-instalados deben ser calificados para su empleo en hormigón fisurado. La fisuración en el hormigón debe ser controlada mediante armadura de flexión distribuida de acuerdo con 24.3.2 ó un control de fisuración equivalente aportado por armadura de confinamiento.

17.6.2.6. Factor de hendimiento para el desprendimiento, $\psi_{cp,N}$

17.6.2.6.1. El factor de modificación para anclajes post-instalados diseñados para hormigón no fisurado de acuerdo con 17.6.2.5 sin armadura suplementaria para controlar el hendimiento, $\psi_{cp,N}$ debe calcularse por (a) o (b) utilizando la distancia crítica c_{ac} tal como se define en 17.9.5:

(a) Si $c_{a,min} \geq c_{ac}$ entonces:

$$\psi_{cp,N} = 1{,}0 \qquad (17.6.2.6.1a)$$

(b) Si $c_{a,min} < c_{ac}$ entonces:

$$\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1{,}5\, h_{ef}}{c_{ac}} \qquad (17.6.2.6.1b)$$

C 17.6.2.6. Factor de hendimiento para el desprendimiento, $\psi_{cp,N}$

C 17.6.2.6.1. Los requisitos de 17.6 se basan en la hipótesis de que la resistencia básica al desprendimiento del hormigón puede lograrse si la distancia mínima al borde $c_{a,min}$ es igual a $1{,}5h_{ef}$. Sin embargo, los resultados de los ensayos (Asmus, 1999) indican que muchos anclajes de expansión de torque controlado y desplazamiento controlado y algunos anclajes con sobreperforación en su base requieren distancias mínimas de borde que exceden $1{,}5h_{ef}$, para lograr la resistencia básica por desprendimiento del hormigón si se ensayan en hormigón no fisurado sin armadura suplementaria para controlar el hendimiento. Cuando se aplica una carga de tracción, las tensiones de tracción resultantes en el extremo empotrado del anclaje se suman a las tensiones de tracción inducidas por la instalación del anclaje, y la falla por hendimiento puede ocurrir antes de que el hormigón alcance la resistencia de desprendimiento, definida en 17.6.2.1. Para tener en cuenta este modo potencial de falla de hendimiento, la resistencia básica de desprendimiento del hormigón se reduce con un factor $\psi_{cp,N}$ si $c_{a,min}$ es menor que la distancia crítica de borde c_{ac} .

que los anclajes para zonas de hormigón fisurado tengan un buen comportamiento con fisuras de ***0,3 mm*** de ancho. Si se esperan fisuras más anchas, se debería colocar armadura para controlar el ancho de la fisura a un valor aproximado de ***0,3 mm***. Ver el documento ACI 224R para más información.

Las resistencias al desprendimiento del hormigón dadas por las ecuaciones (17.6.2.2.1) y (17.6.2.2.3) suponen un hormigón fisurado ($\psi_{c,N}$ **= 1,0)** con $\psi_{c,N} \cdot k_c$ **= 10** para los anclajes pre-instalados, e igual a ***7*** para anclajes post-instalados. Cuando se aplican los factores $\psi_{c,N}$ para hormigón no fisurado (***1,25*** para los anclajes pre-instalados y ***1,4*** para los anclajes post-instalados), resultan factores $\psi_{c,N} \cdot k_c$ iguales a ***12,5*** para anclajes pre-instalados y a ***10*** para los post-instalados. Lo anterior concuerda con las observaciones en obra y ensayos que demuestran que la resistencia de anclajes pre-instalados excede a la resistencia de anclajes post-instalados tanto en hormigón fisurado como en hormigón no fisurado.

17.6.2.6.2. Para todos los demás casos, incluyendo los anclajes pre-instalados, $\psi_{cp,N}$ debe tomarse como ***1,0***.

C 17.6.2.6.2. Si existe armadura suplementaria para controlar el hendimiento o si los anclajes están ubicados en una región donde el análisis señala la fisuración del hormigón para cargas de servicio, el factor de reducción $\psi_{cp,N}$ se toma igual a la unidad (***1,0***).

17.6.3. Resistencia al arrancamiento en tracción de un solo anclaje pre-instalado o un solo anclaje post-instalado de expansión, de tornillo o de sobreperforación en su base, N_{pn}

C 17.6.3. Resistencia al arrancamiento en tracción de un solo anclaje pre-instalado o un solo anclaje post-instalado de expansión, de tornillo o de sobreperforación en su base, N_{pn}

17.6.3.1. La resistencia nominal al arrancamiento en tracción de un anclaje pre-instalado o de un anclaje post-instalado de expansión, de tornillo o de un anclaje con sobreperforación en su base, N_{pn} , debe calcularse por medio de:

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p \qquad (17.6.3.1)$$

donde $\psi_{c,P}$ se define en 17.6.3.3.

C 17.6.3.1. Los requisitos de diseño para arrancamiento son aplicables a anclajes pre-instalados y post-instalados de expansión, de tornillo y con sobreperforación en su base. No son aplicables a anclajes adhesivos, los cuales en cambio deben ser evaluados para fallas por adherencia de acuerdo con 17.6.5.

17.6.3.2. Resistencia básica de un solo anclaje por arrancamiento, N_p

C 17.6.3.2. Resistencia básica de un solo anclaje por arrancamiento, N_p

17.6.3.2.1. Para los anclajes post-instalados de expansión, de tornillos y anclajes con sobreperforación en su base, los valores de N_p deben basarse en los resultados de ensayos. No se permite determinar la resistencia a tracción para arrancamiento de estos anclajes por cálculo.

C 17.6.3.2.1. Para mayor información consultar el ACI 355.2.

17.6.3.2.2. Para anclajes individuales, se puede evaluar la resistencia al arrancamiento, N_p , para ser utilizada en la ecuación (17.6.3.1) de acuerdo con (a) o (b). Alternativamente, se pueden usar valores de N_p basados en resultados de ensayos, pero sin el beneficio de la fricción.

(a) Para pernos y bulones con cabeza pre-instalados, N_p debe calcularse por medio de:

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c \qquad (17.6.3.2.2a)$$

(b) Para bulones tipo J o L, N_p debe calcularse por medio de:

$$N_p = 0{,}9 f'_c e_h d_a \qquad (17.6.3.2.2b)$$

donde $3d_a \le e_h \le 4{,}5d_a$

C 17.6.3.2.2. Las ecuaciones para determinar la resistencia al arrancamiento dadas en 17.6.3.2.2(a) y (b) son aplicables únicamente a anclajes pre-instalados consistentes en pernos y bulones con cabeza o gancho (Kuhn and Shaikh, 1996; *fib*, 2011); no son aplicables a anclajes post-instalados de expansión, de tornillo ni de sobreperforación en su base los cuales tienen diferentes mecanismos para su anclaje en la base, a menos que las ecuaciones de resistencia al arrancamiento del anclaje por tracción de estos últimos anclajes se validen por medio de ensayos. Los ensayos para establecer su resistencia al arrancamiento, pueden ser realizados de acuerdo con los procedimientos de ACI 355.2.

El valor calculado por medio de la ecuación (17.6.3.2.2a) corresponde a la fuerza a la cual ocurre la falla del hormigón por aplastamiento causado por la cabeza del anclaje (*fib*, 2011; ACI 349). No corresponde a la fuerza requerida para extraer el anclaje completamente fuera del hormigón; por esta razón, la ecuación no incluye término alguno relacionado con la longitud de empotramiento. El aplastamiento local del hormigón reduce enormemente la rigidez de la conexión y generalmente corresponde al inicio de la falla por arrancamiento del anclaje. La resistencia en tracción al arrancamiento de pernos con cabeza o bulones con cabeza puede incrementarse colocando armaduras, tales como zunchos en espiral con pequeños pasos libres, dentro de toda la región de la cabeza. Este incremento puede demostrarse por medio de

ensayos, tal como lo requiera el Proyectista o Diseñador estructural para la aplicación específica.

La ecuación (17.6.3.2.2b) para bulones con gancho fue desarrollada por Lutz, basándose en los resultados de Kuhn and Shaikh (1996). Se basa exclusivamente en la capacidad de aplastamiento, despreciando cualquier componente de fricción, debido a que el aplastamiento interno en la zona del gancho reduce enormemente la rigidez de la conexión y, en general, corresponde al inicio de una falla de arrancamiento. Los límites de e_h se basan en el intervalo de variables usadas en los tres programas de ensayo descritos en Kuhn and Shaikh (1996).

17.6.3.3. Factor de fisuración para arrancamiento, $\psi_{c,P}$

17.6.3.3.1. El factor de modificación para tener en cuenta la influencia de la fisuración en el hormigón de la región del anclaje para niveles de carga de servicio, $\psi_{c,P}$, se debe determinar por medio de (a) o (b):

(a) Para anclajes ubicados en una región del elemento de hormigón donde el análisis indica que no hay fisuración al nivel de carga de servicio, se permite que, $\psi_{c,P}$ se tome como ***1,4***.

(b) Para anclajes ubicados en una región del elemento de hormigón donde el análisis indica fisuración al nivel de cargas de servicio, $\psi_{c,P}$ debe tomarse como la unidad (***1,0***).

17.6.4. Resistencia al descascaramiento lateral del hormigón para anclajes con cabeza en tracción, N_{sb}

C 17.6.4. Resistencia al descascaramiento lateral del hormigón para anclajes con cabeza en tracción, N_{sb}

17.6.4.1. Para un anclaje individual con cabeza con un empotramiento profundo cercano a un borde $(h_{ef} > 2{,}5c_{a1})$, la resistencia nominal al descascaramiento del recubrimiento lateral, N_{sb}, debe calcularse por medio de:

$$N_{sb} = 13c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c} \qquad (17.6.4.1)$$

C 17.6.4.1. Los requisitos de diseño para el descascaramiento del recubrimiento lateral del hormigón se basan en las recomendaciones de Furche and Eligehausen (1991). Estos requisitos son aplicables a elementos de anclaje con cabeza que en general son anclajes pre-instalados. La falla por hendimiento producida durante la instalación, más que un desprendimiento lateral del hormigón, generalmente controla el comportamiento de los anclajes post-instalados, y se puede evaluar usando los requisitos del ACI 355.2.

17.6.4.1.1. Si c_{a2} para el anclaje con cabeza individual es menos que $3c_{a1}$, el valor de N_{sb} debe multiplicarse por el factor $(1 + c_{a2} / c_{a1}) / 4$, donde $1{,}0 \le c_{a2} / c_{a1} \le 3{,}0$.

17.6.4.2. Para un grupo de anclajes con cabeza con empotramiento profundo localizados cerca de un borde $(h_{ef} > 2{,}5c_{a1})$ y con una separación entre los anclajes menor que $6c_{a1}$, la resistencia nominal de esos anclajes susceptibles a una falla por descascaramiento del recubrimiento lateral del hormigón, N_{sbg}, debe calcularse por medio de:

C 17.6.4.2. Al determinar la resistencia nominal al descascaramiento del recubrimiento lateral del hormigón para anclajes múltiples con cabeza, se deberían tener en cuenta solamente los anclajes cercanos a un borde $(c_{a1} < 0{,}4h_{ef})$ cargados en tracción. Su resistencia debe ser comparada con la proporción de carga a tracción aplicada a esos anclajes.

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb} \qquad (17.6.4.2)$$

donde s es la distancia entre los anclajes exteriores medida a lo largo del borde y N_{sb} se obtiene de la ecuación (17.6.4.1) sin modificaciones debido a la distancia perpendicular al borde.

17.6.5. Resistencia a la falla por adherencia de anclajes adhesivos en tracción, N_a o N_{ag}

17.6.5.1. La resistencia nominal en tracción por adherencia, N_a de un anclaje individual o N_{ag} de un grupo de anclajes adhesivos que cumplan con 17.5.1.3.1, debe calcularse por medio de (a) o (b), respectivamente.

(a) Para un anclaje adhesivo individual:

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (17.6.5.1a)$$

(b) Para un grupo de anclajes adhesivos:

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ec,Na} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (17.6.5.1b)$$

donde $\psi_{ec,Na}$, $\psi_{ed,Na}$ y $\psi_{cp,Na}$ se definen en 17.6.5.3, 17.6.5.4 y 17.6.5.5, respectivamente.

17.6.5.1.1. A_{Na} es el área de influencia proyectada de un anclaje adhesivo individual o de un grupo de anclajes adhesivos, que debe aproximarse como un área compuesta de elementos rectos que se proyecta hacia afuera una distancia c_{Na} medida desde el eje que pasa por el centro del anclaje adhesivo, o en el caso de un grupo de anclajes desde una línea que une los centros de una fila de anclajes adhesivos adyacentes. A_{Na} no debe exceder $n A_{Nao}$, donde n es el número de anclajes adhesivos en el grupo que resiste fuerzas de tracción.

17.6.5.1.2. A_{Nao} es el área de influencia proyectada de un anclaje adhesivo individual con una distancia al borde igual o mayor que c_{Na}:

$$A_{Nao} = \left(2c_{Na}\right)^2 \qquad (17.6.5.1.2a)$$

donde

$$c_{Na} = 10\, d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7{,}6}} \qquad (17.6.5.1.2b)$$

y la constante $7{,}6$ tiene unidades de MPa.

C 17.6.5. Resistencia a la falla por adherencia de anclajes adhesivos en tracción, N_a o N_{ag}

C 17.6.5.1. La evaluación de la resistencia de adherencia aplica únicamente a anclajes adhesivos. Los anclajes individuales con longitudes de empotramiento pequeñas ensayados a la falla por tracción pueden fallar por desprendimiento del hormigón, mientras que con longitudes de empotramiento mayores producen fallas por adherencia. Los anclajes adhesivos que fallan por adherencia cuando se cargan individualmente pueden tener fallas en el hormigón cuando están en grupo o en una situación de cercanía al borde. En todos los casos, la resistencia a tracción de anclajes adhesivos está limitada por la resistencia de desprendimiento del hormigón como se da en las ecuaciones (17.6.2.1a) y (17.6.2.1b) (Eligehausen et al., 2006a).

La influencia de la separación del anclaje y la distancia al borde en la resistencia de adherencia y en la resistencia al desprendimiento del hormigón debe ser evaluada para los anclajes adhesivos. La influencia, en la resistencia nominal de adherencia de anclajes en tracción, de la separación entre anclajes y de la distancia al borde está incluida en los factores de modificación A_{Na}/A_{Nao} y $\psi_{ed,Na}$ en las ecuaciones (17.6.5.1a) y (17.6.5.1b).

La influencia en la resistencia a adherencia de bordes cercanos y anclajes cargados adyacentes depende del volumen de hormigón afectado por un anclaje adhesivo individual. A diferencia con el concepto de área de falla del hormigón proyectada utilizado en las ecuaciones (17.6.2.1a) y (17.6.2.1b) para calcular la resistencia al desprendimiento del hormigón de un anclaje adhesivo, el área de influencia en la resistencia a adherencia de un anclaje adhesivo utilizada en las ecuaciones (17.6.5.1a) y (17.6.5.1b) no es una función de la profundidad de empotramiento sino, más bien, del diámetro del anclaje y de la tensión de adherencia característica. La distancia crítica c_{Na} se supone igual para hormigón fisurado como para hormigón no fisurado. Por simplicidad la relación para c_{Na} en la ecuación (17.6.5.1.2b) utiliza la tensión de adherencia característica en hormigón no fisurado, τ_{uncr} . Esto ha sido verificado por medio de estudios teóricos y experimentales (Eligehausen et al., 2006a). La ***Figura C 17.6.5.1(a)*** muestra A_{Nao} y el desarrollo de la ecuación (17.6.5.1.2a). A_{Nao} es el área de influencia proyectada para la resistencia de adherencia de un anclaje adhesivo individual. La ***Figura C 17.6.5.1(b)*** muestra un ejemplo del área de influencia proyectada para un grupo de anclajes. Debido a que, en este caso, A_{Na} es el área de influencia proyectada para un grupo de anclajes, y A_{Nao} es

el área de influencia proyectada de un anclaje individual, no hay necesidad de incluir ***n***, el número de anclajes, en la ecuación (17.6.5.1b). Si los anclajes individuales en un grupo (anclajes cargados por una placa de base común o un dispositivo de fijación común) están dispuestos de tal manera que las áreas de influencia proyectadas de los anclajes individuales se superponen, el valor de A_{Na} es menor que $n\,A_{Nao}$.

La resistencia a la tracción de anclajes adhesivos colocados muy cerca unos de otros con resistencias bajas de adherencia pueden exceder significativamente el valor dado por la ecuación (17.6.5.1b). En la literatura (Eligehausen et al., 2006a) se presenta un factor de corrección para este fin, pero por simplicidad, este factor no se incluye en el Reglamento.

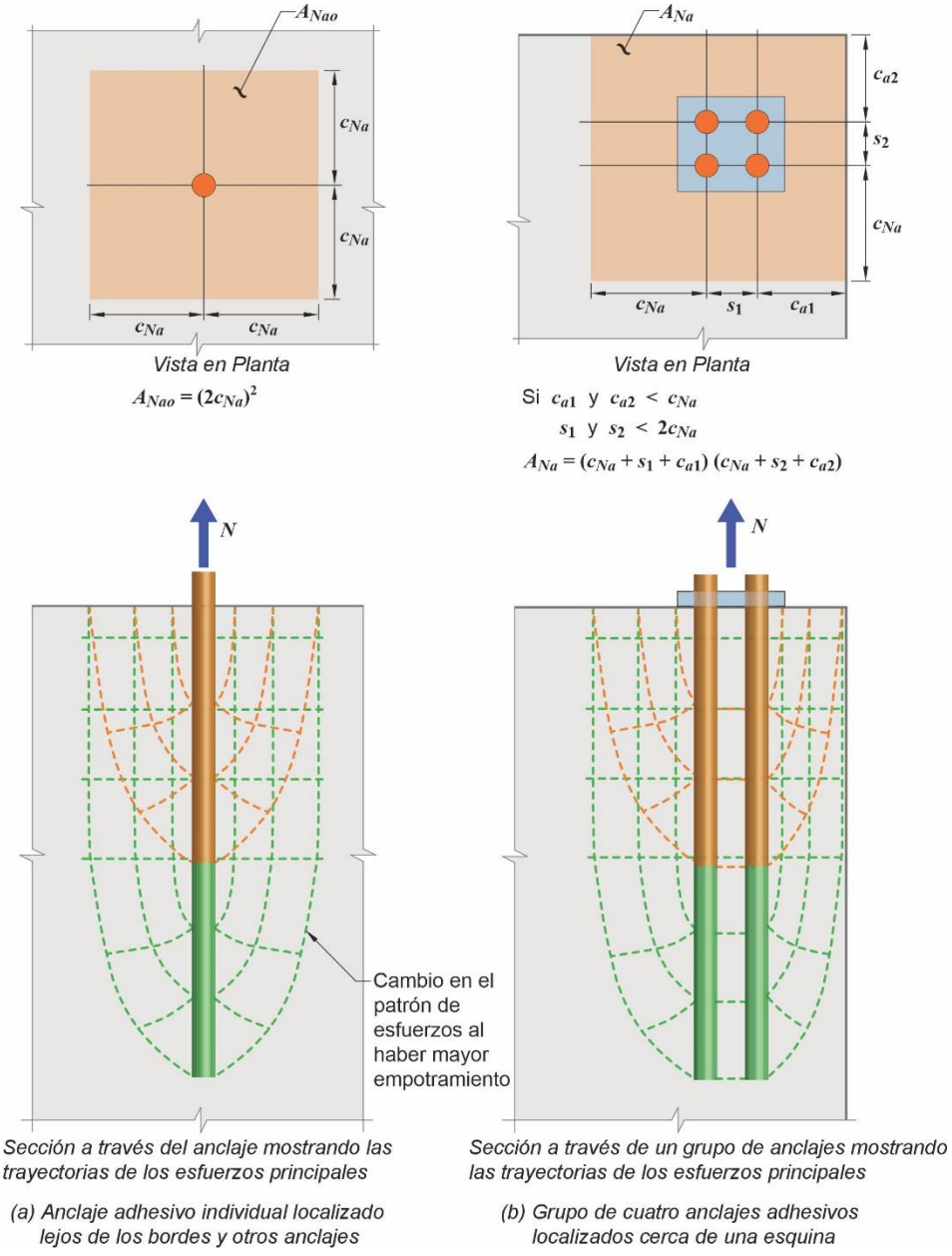


Figura C 17.6.5.1. *Cálculo de las áreas de influencia* A_{Nao} *y* A_{Na}

17.6.5.2. Resistencia básica de adherencia de un anclaje individual, N_{ba}

17.6.5.2.1. La resistencia básica de adherencia en tracción para un anclaje adhesivo individual en hormigón fisurado, N_{ba} , debe calcularse por medio de la ecuación (17.6.5.2.1).

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \qquad (17.6.5.2.1)$$

17.6.5.2.2. La tensión de adherencia característica, τ_{cr} , debe basarse en los resultados de ensayos.

17.6.5.2.3. Cuando el análisis indique que el hormigón estará fisurado al nivel de cargas de servicio, los anclajes adhesivos deben calificarse para uso en hormigón fisurado.

17.6.5.2.4. Para anclajes adhesivos localizados en regiones de un elemento de hormigón donde el análisis indique que no hay fisuración al nivel de cargas de servicio, se permite utilizar τ_{uncr} en vez de τ_{cr} en la ecuación (17.6.5.2.1) y debe basarse en los resultados de ensayos.

17.6.5.2.5. Se puede utilizar el valor mínimo de la tensión de adherencia característica de los dados en la ***Tabla 17.6.5.2.5***, siempre y cuando se cumpla con (a) hasta (e):

(a) Los anclajes cumplen los requisitos para las condiciones de instalación y uso tabulados.

(b) Los anclajes se instalan en perforaciones taladradas con un taladro rotatorio de impacto o un taladro para rocas.

(c) El hormigón en el momento de la instalación del anclaje tiene una resistencia mínima a la compresión de ***17 MPa***.

(d) El hormigón en el momento de la instalación del anclaje tiene al menos ***21 días*** de edad.

(e) La temperatura del hormigón en el momento de la instalación del anclaje es al menos ***10°C***.

C 17.6.5.2. Resistencia básica de adherencia de un anclaje individual, N_{ba}

C 17.6.5.2.1. La ecuación para la resistencia básica a la adherencia de anclajes adhesivos dada en la ecuación (17.6.5.2.1) corresponde a un modelo de tensiones de adherencia uniformes que ha demostrado producir las mejores predicciones de resistencia a la adherencia de anclajes adhesivos con base en estudios numéricos y comparaciones con diferentes modelos contenidos en una base de datos internacional de resultados experimentales (Cook et al., 1998). La resistencia básica a la adherencia de anclajes adhesivos es válida para fallas que ocurren entre el hormigón y el adhesivo y entre el anclaje y el adhesivo.

C 17.6.5.2.2. Las tensiones de adherencia características pueden basarse en ensayos realizados de acuerdo con ACI 355.4 y deberían representar la combinación particular de condiciones de instalación y uso esperadas en construcción y durante la vida de servicio del anclaje. En aquellos casos en los cuales al diseñar no se dispone de información específica del producto, la ***Tabla 17.6.5.2.5*** provee unos valores predeterminados de límite inferior.

C 17.6.5.2.4. Los ensayos pueden ser realizados de acuerdo con los procedimientos de ACI 355.4.

C 17.6.5.2.5. Los valores de las tensiones de adherencia características dadas en la ***Tabla 17.6.5.2.5*** son los valores mínimos permitidos para sistemas de anclajes adhesivos calificados de acuerdo con ACI 355.4 para las condiciones de instalación y uso tabulados. El uso de estos valores se restringe a las combinaciones de condiciones específicas listadas; valores para otras combinaciones de condiciones de instalación y uso no se deberían inferir de esta información. Cuando se presenten simultáneamente cargas de tracción de larga duración y efectos sísmicos, a ser resistidos por los anclajes, los factores dados en las notas de pie de la ***Tabla 17.6.5.2.5*** deberían multiplicarse entre sí. Los valores dados en la tabla suponen una edad mínima del hormigón de ***21 días*** y una resistencia mínima a la compresión del hormigón de ***17 MPa***.

Los términos “interior” y “exterior” utilizados en la ***Tabla 17.6.5.2.5*** hacen referencia a un conjunto específico de ambientes de instalación y servicio. Las condiciones de “interior” representan anclajes instalados en hormigón seco con un taladro rotatorio de impacto o un taladro de roca y sometidos a variaciones menores de temperatura durante su vida útil. Las condiciones de “exterior” se suponen que ocurren si, en el momento de la instalación, el hormigón está expuesto a la intemperie y puede haber dejado el

hormigón húmedo. Los anclajes instalados en condiciones de "exterior" se supone que van a estar sometidos a variaciones mayores de temperatura, como pueden ser las asociadas con congelamiento y deshielo o temperaturas elevadas como consecuencia de estar expuestos directamente al sol. Aunque la caracterización de interior/exterior es útil en muchas aplicaciones, pueden presentarse situaciones en las cuales una interpretación al pie de la letra puede no ser apropiada. Por ejemplo, anclajes instalados antes de que la fachada del edificio se haya terminado puede implicar que se taladra el hormigón cuando está saturado. En este caso, la condición de exterior de la ***Tabla 17.6.5.2.5*** aplica para determinar la mínima tensión de adherencia característica, aún si las condiciones de servicio van a ser de interior.

Los taladros rotatorios de impacto y los taladros de roca producen geometrías irregulares de la perforación, las cuales en general son favorables para la adherencia. La instalación de anclajes adhesivos en perforaciones hechas con un taladro de núcleos puede conducir a valores sustancialmente menores de la tensión de adherencia característica. Debido a que este efecto depende de forma importante de las características particulares del producto utilizado, los anclajes adhesivos instalados en perforaciones hechas con taladros de núcleos deberían cumplir con las tensiones de adherencia características establecidas por medio de ensayos, que pueden ser realizados de acuerdo con ACI 355.4, para el producto en particular.

La tensión de adherencia característica asociada con un sistema específico de anclaje adhesivo depende de varios parámetros. Por esta razón, debería tenerse el cuidado de incluir todos los parámetros relevantes para determinar el valor de la tensión de adherencia característica a utilizar en el diseño. Estos parámetros incluyen, pero no se limitan, a:

(a) Tipo y duración de las cargas. La resistencia a la adherencia se reduce para cargas sostenidas de tracción.

(b) Fisuración del hormigón. La adherencia es mayor en hormigón no fisurado.

(c) Tamaño del anclaje. La adherencia es generalmente inversamente proporcional al diámetro del anclaje.

(d) Procedimiento de taladrado. La adherencia es generalmente menor en perforaciones hechas con un taladro de núcleos.

(e) Grado de saturación del hormigón en el momento del taladrado e instalación del anclaje. La adherencia puede reducirse en hormigón saturado.

(f) Temperatura del hormigón en el momento de la instalación. La instalación de anclajes en condiciones de clima frío puede conducir a un curado más lento del adhesivo y como consecuencia una menor adherencia.

(g) Edad del hormigón en el momento de la instalación.

La instalación del anclaje en un hormigón joven puede reducir la adherencia (ver artículo C 17.2.2).

(h) Temperatura máxima durante la vida útil del anclaje. Bajo condiciones específicas (por ejemplo, anclajes en elementos de hormigón delgados expuestos directamente a la luz del sol), las temperaturas elevadas del hormigón pueden reducir la adherencia.

(i) Exposición a químicos. Anclajes utilizados en instalaciones industriales pueden estar expuestos a niveles apreciables de contaminantes que a su vez pueden reducir la adherencia con el tiempo.

Los anclajes ensayados y calificados de acuerdo con ACI 355.4 en algunos casos pueden no calificar para todos los medios de instalación y servicio descritos en la ***Tabla 17.6.5.2.5***. Por lo tanto, si se utilizan en el diseño los valores mínimos dados en la ***Tabla 17.6.5.2.5***, se debería especificar los medios de instalación y servicio de acuerdo con 26.7.1(i), (j), (k) y (l), y solo se deberían especificar los anclajes que hayan sido calificados bajo ACI 355.4 para los medios de instalación y servicio correspondientes a la tensión de adherencia característica tomada de la ***Tabla 17.6.5.2.5***.

Los valores de la tensión de adherencia característica asociados con sistemas calificados de anclajes adhesivos para unas condiciones específicas de instalación y servicio pueden exceder sustancialmente los valores mínimos indicados en la ***Tabla 17.6.5.2.5***. Por ejemplo, anclajes de ***13 a 19 mm*** de diámetro instalados en hormigón seco utilizando taladros de impacto en usos limitados a interiores en hormigón no fisurado pueden llegar a valores de la tensión de adherencia característica, τ_{uncr} en el intervalo de ***14 a 17 MPa***.

Tabla 17.6.5.2.5. Tensión de adherencia característica mínima[1][2]

Medio de instalación y servicio	Contenido de humedad del hormigón en el momento de la instalación del anclaje	Temperatura pico del hormigón en servicio, °C	τ_{cr}, MPa	τ_{uncr}, MPa
Exterior	Seco a totalmente saturado	79	1,4	4,5
Interior	Seco	43	2,1	7,0

[1] Cuando el diseño del anclaje incluye cargas de tracción de larga duración, multiplique los valores de τ_{cr} y τ_{uncr} por ***0,4***.

[2] Cuando el diseño del anclaje incluye fuerzas sísmicas se deben multiplicar los valores de τ_{cr} y τ_{uncr} por los valores especificados en el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

17.6.5.3. Factor de excentricidad por adherencia, $\psi_{ec,Na}$

17.6.5.3.1. El factor de modificación para grupos de anclajes adhesivos cargados excéntricamente en tracción, $\psi_{ec,Na}$, debe calcularse por medio de la ecuación (17.6.5.3.1).

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \leq 1{,}0 \qquad (17.6.5.3.1)$$

C 17.6.5.3. Factor de excentricidad por adherencia, $\psi_{ec,Na}$

C 17.6.5.3.1. Referirse al artículo C 17.6.2.3.1.

17.6.5.3.2. Si la carga en un grupo de anclajes adhesivos es tal que solo una parte de los anclajes adhesivos está en tracción, solo los anclajes que están en tracción deben considerarse para determinar la excentricidad e'_N a utilizar en la ecuación (17.6.5.3.1) y para los cálculos de N_{ag} de acuerdo con la ecuación (17.6.5.1b).

17.6.5.3.3. En caso de que existan cargas excéntricas con respecto a dos ejes ortogonales, el factor de modificación $\psi_{ec,Na}$ debe calcularse para cada eje individualmente y el producto de estos factores usarse como $\psi_{ec,Na}$ en la ecuación (17.6.5.1b).

17.6.5.4. Factor de modificación por efectos de borde en anclajes adhesivos, $\psi_{ed,Na}$

17.6.5.4.1. El factor de modificación por efectos de borde en anclajes adhesivos individuales en tracción o grupos de anclajes adhesivos en tracción, $\psi_{ed,Na}$, debe determinarse de acuerdo con (a) o (b) utilizando la distancia crítica c_{Na} tal como se define en la ecuación (17.6.5.1.2b).

(a) Si $c_{a,min} \geq c_{Na}$ entonces: $\psi_{ed,Na} = 1{,}0$ (17.6.5.4.1a)

(b) Si $c_{a,min} < c_{Na}$ entonces:

$$\psi_{ed,Na} = 0{,}7 + 0{,}3\frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \qquad (17.6.5.4.1b)$$

17.6.5.5. Factor de hendimiento por adherencia, $\psi_{cp,Na}$

17.6.5.5.1. El factor de modificación para anclajes adhesivos diseñados para hormigón no fisurado de acuerdo con 17.6.5.1 y sin armadura suplementaria para controlar el hendimiento, $\psi_{cp,Na}$, debe calcularse con (a) o (b), donde c_{ac} está definido en 17.9.5.

(a) Si $c_{a,min} \geq c_{ac}$ entonces $\psi_{cp,Na} = 1{,}0$ (17.6.5.5.1a)

(b) Si $c_{a,min} < c_{ac}$ entonces $\psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,\min}}{c_{ac}} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}}$ (17.6.5.5.1b)

17.6.5.5.2. Para todos los otros casos, $\psi_{cp,Na}$ debe tomarse como la unidad (***1,0***).

C 17.6.5.4. Factor de modificación por efectos de borde en anclajes adhesivos, $\psi_{ed,Na}$

C 17.6.5.4.1. Si los anclajes están localizados cerca de un borde, su resistencia se reduce adicionalmente con respecto a la indicada por el parámetro A_{Na}/A_{Nao}. El factor $\psi_{ed,Na}$ tiene en cuenta el efecto de borde (Fuchs et al., 1995; Eligehausen et al., 2006a).

17.7. RESISTENCIA AL CORTE

C 17.7. RESISTENCIA AL CORTE

17.7.1. Resistencia del acero del anclaje sometido a corte, V_{sa}

C 17.7.1. Resistencia del acero del anclaje sometido a corte, V_{sa}

17.7.1.1. La resistencia nominal de un anclaje a corte cuando está controlada por el acero, V_{sa} , debe ser evaluada por cálculo con base en las propiedades del material del anclaje y las dimensiones físicas del anclaje. Cuando el desprendimiento del hormigón es uno de los modos potenciales de falla, la resistencia requerida del acero en corte debe ser congruente con la superficie de falla de desprendimiento supuesta.

C 17.7.1.1. El corte aplicado a cada anclaje en un grupo de anclajes puede variar dependiendo de las hipótesis que se hagan de la superficie de desprendimiento y la redistribución de las cargas (ver artículo C 17.7.2.1).

17.7.1.2. La resistencia nominal de un anclaje en corte, V_{sa} , no debe exceder lo establecido de (a) hasta (c):

(a) Para anclaje de pernos con cabeza pre-instalados

$$V_{sa} = A_{se,V}\, f_{uta} \qquad (17.7.1.2a)$$

donde $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva de un anclaje individual a corte, mm², y el valor de f_{uta} utilizado en los cálculos no debe tomarse mayor que el menor entre $1{,}9f_{ya}$ y ***860 MPa***.

(b) Para anclajes pre-instalados de bulón con cabeza o con gancho y para anclajes post-instalados donde las camisas no se extienden a través del plano de corte

$$V_{sa} = 0{,}6\, A_{se,V}\, f_{uta} \qquad (17.7.1.2b)$$

donde $A_{se,V}$ es el área transversal efectiva del anclaje a corte, mm², y el valor de f_{uta} utilizado en los cálculos no debe tomarse mayor que el menor entre $1{,}9f_{ya}$ y ***860 MPa***.

(c) Para anclajes post-instalados donde las camisas se extienden a través del plano de corte, V_{sa} debe basarse en los resultados de ensayos. De manera alternativa, se puede usar la ecuación (17.7.1.2b).

C 17.7.1.2. La resistencia nominal al corte de los anclajes queda mejor representada como una función de f_{uta} en vez de f_{ya} dado que la mayoría de los materiales para anclajes no exhiben un punto de fluencia bien definido. Los pernos soldados desarrollan una mayor resistencia a corte del acero que los anclajes con cabeza debido a la fijación aportada por la soldadura entre los pernos y la placa base. El uso de las ecuaciones (17.7.1.2a) y (17.7.1.2b) con los factores de carga del artículo 5.3, y los factores ϕ de 17.5.3 resultan en resistencias de cálculo congruentes con AISC 360.

El límite de $1{,}9f_{ya}$ para f_{uta} es para asegurar que, bajo condiciones de cargas de servicio, la tensión en el anclaje no exceda f_{ya} . El límite de f_{uta} de $1{,}9f_{ya}$ fue determinado convirtiendo las disposiciones LRFD a las correspondientes condiciones de cargas de servicio, como se describe en C 17.6.1.2.

Para anclajes post-instalados que tengan una reducción del área de su sección en cualquier punto de la longitud del anclaje, el área de la sección transversal efectiva del anclaje debería ser suministrada por el fabricante. Para varillas roscadas y bulones con cabeza, ASME B1.1 define $A_{se,V}$ como:

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4}\left(d_a - \frac{0{,}9743}{n_t}\right)^2$$

donde n_t es el número de hilos de rosca por mm.

El documento ACI 355.2 da procedimientos para ensayos en anclajes post-instalados.

17.7.1.2.1. Cuando los anclajes se usan con placas de apoyo inyectadas con mortero, la resistencia nominal V_{sa} calculada de acuerdo con 17.7.1.2 deben multiplicarse por un factor igual a ***0,80***.

17.7.2. Resistencia al desprendimiento del hormigón de anclajes a corte, V_{cb}

C 17.7.2. Resistencia al desprendimiento del hormigón de anclajes a corte, V_{cb}

17.7.2.1. La resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por corte, V_{cb} en un anclaje individual o V_{cbg} de un grupo de anclajes que cumpla con

C 17.7.2.1. Las ecuaciones para la resistencia al corte fueron desarrolladas con el método CCD (ver artículo C 17.5.1.3). Ellas suponen un ángulo del cono de

17.5.1.3.1, debe calcularse de acuerdo con (a) hasta (d):

(a) Para un corte perpendicular al borde sobre un anclaje individual:

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \qquad (17.7.2.1a)$$

(b) Para un corte perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes:

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \qquad (17.7.2.1b)$$

(c) Para un corte paralelo a un borde, se permite que V_{cb} o V_{cbg} sea el doble del valor del corte calculado por medio de las ecuaciones (17.7.2.1a) o (17.7.2.1b), respectivamente, suponiendo que el corte actúa perpendicularmente al borde con $\psi_{ed,V}$ tomado igual a la unidad (1,0).

(d) Para anclajes ubicados en una esquina, la resistencia nominal límite al desprendimiento del hormigón debe ser determinada para cada borde, y debe usarse el menor valor.

Los factores $\psi_{ec,V}$, $\psi_{ed,V}$, $\psi_{c,V}$ y $\psi_{h,V}$ se encuentran definidos en 17.7.2.3, 17.7.2.4, 17.7.2.5 y 17.7.2.6, respectivamente.

desprendimiento de aproximadamente ***35º*** (ver la ***Figura C 17.5.1.3b***) y tienen en cuenta la teoría de mecánica de fractura. Los efectos de anclajes múltiples, la separación de anclajes, la distancia al borde, y espesor del elemento de hormigón, sobre la resistencia nominal al desprendimiento del hormigón de anclajes a corte, se incluyen al utilizar el factor de reducción A_{Vc} / A_{Vco} en las ecuaciones (17.7.2.1a) y (17.7.2.1b), y $\psi_{ec,V}$ en la ecuación (17.7.2.1b). Para anclajes alejados del borde, 17.7.2 en general no es determinante. Esos casos, generalmente son gobernados por 17.7.1 y 17.7.3.

La ***Figura C 17.7.2.1a*** muestra A_{Vco} y el desarrollo de la ecuación (17.7.2.1.3). A_{Vco} es la máxima área proyectada para un solo anclaje que se aproxima al área superficial del prisma o cono completo de desprendimiento de un anclaje no afectado por la distancia al borde, la separación ni la profundidad del elemento. La ***Figura C 17.7.2.1b*** muestra ejemplos de áreas proyectadas para varias disposiciones de anclajes únicos y múltiples. A_{Vc} se aproxima al área total de la superficie del cono de desprendimiento para la disposición particular de los anclajes. Debido a que A_{Vc} es el área total proyectada para un grupo de anclajes, y A_{Vco} es el área para un solo anclaje, no existe necesidad de incluir el número de anclajes en la ecuación.

Tal como se muestra en los ejemplos de la ***Figura C 17.7.2.1b*** para grupos compuestos por dos anclajes sometidos a corte, al usar la ecuación (17.7.2.1b) para casos donde la separación de los anclajes s es mayor que la distancia al borde más cercano $c_{a1,1}$, se deberían considerar las dos hipótesis para la distribución de carga ilustradas en los Casos 1 y 2. Esto se debe a que los anclajes más cercanos al borde libre pueden fallar primero o todo el grupo podría fallar como una unidad con la superficie de falla originada en los anclajes más alejados del borde. Para el Caso 1, la resistencia a corte del acero es suministrada por ambos anclajes. Para el Caso 2, la resistencia a corte del acero es suministrada totalmente por el anclaje más alejado del borde; no se considera contribución alguna del anclaje más cercano al borde. Además, es prudente verificar el anclaje más cercano al borde para desprendimiento del hormigón bajo cargas de servicio para inhibir una fisuración poco deseable bajo condiciones de servicio. Si la separación s entre anclajes es menor que la distancia al borde del anclaje más cercano a éste, las superficies de falla pueden unirse (Eligehausen et al., 2006b) y el Caso 3 de la ***Figura C 17.7.2.1b*** puede adoptarse como un procedimiento conservador en este caso.

Si los anclajes están soldados a una placa común (independientemente de la separación entre anclajes s), cuando el anclaje más cercano al borde frontal comience a formar un cono de falla por desprendimiento, el corte se transferirá al anclaje trasero más rígido y fuerte. Por esta razón, únicamente hay que considerar el Caso 2, lo cual es consistente con la Sección 6.5.5 del *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120). Para la determinación de la resistencia a corte del acero, es conservador tener solamente en cuenta el anclaje más alejado del borde. No obstante, para anclajes

que tengan una relación $s/c_{a1,1}$ menor de ***0,6***, tanto los anclajes del frente como los de atrás pueden suponerse resistiendo corte (Anderson and Meinheit, 2007). Para relaciones $s / c_{a1,1}$ mayores que la unidad, es aconsejable verificar el desprendimiento del hormigón para el anclaje más cercano al borde para evitar una fisuración no deseada bajo condiciones de servicio.

En el trabajo de Primavera et al. (1997) se presenta una discusión sobre el diseño de anclajes múltiples.

Para el caso de anclajes cercanos a una esquina sometidos a esfuerzos de corte con componentes normales a cada borde, una solución satisfactoria es verificar en la conexión para cada componente del esfuerzo de corte. Otros casos especiales, como la resistencia al corte de un grupo de anclajes donde todos los anclajes no tienen la misma distancia al borde, están tratados en Eligehausen et al. (2006a).

Los requisitos detallados de 17.7.2.1(a) se aplican al caso de un corte dirigido hacia un borde. Cuando el corte está dirigido alejándose del borde, la resistencia generalmente está dominada por 17.7.1 ó 17.7.3. El caso de un corte paralelo al borde se muestra en la ***Figura C 17.7.2.1c***. El corte máximo que puede ser aplicado en dirección paralela al borde, $V_{\parallel}$, cuando está gobernado por el desprendimiento del hormigón, es el doble del máximo corte que puede ser aplicado perpendicular al borde, $V_{\perp}$. Para un anclaje individual requerido para resistir el corte cerca de una esquina (ver la ***Figura C 17.7.2.1d***), las disposiciones para corte aplicado perpendicular al borde deberían ser verificadas además de las disposiciones para corte aplicado en la dirección paralela al borde.

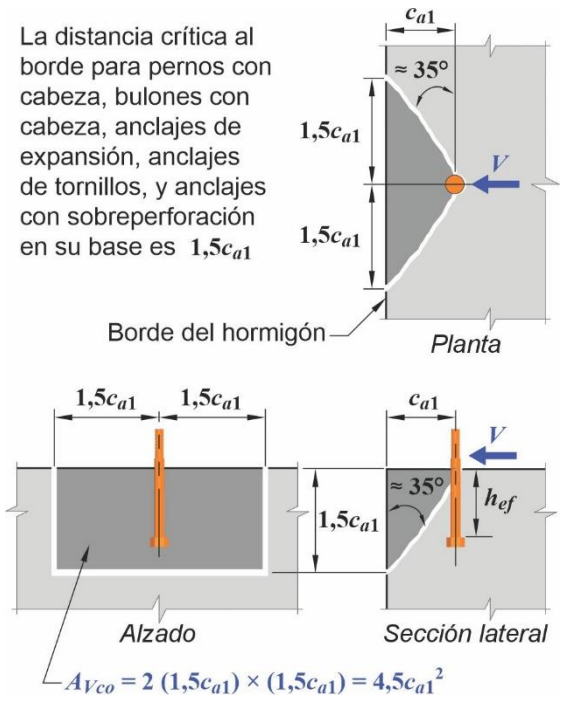
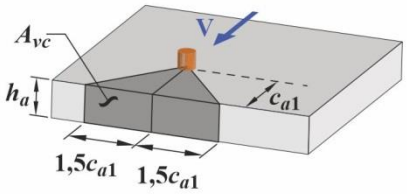


Figura C 17.7.2.1a. *Cálculo de* A_{Vco}

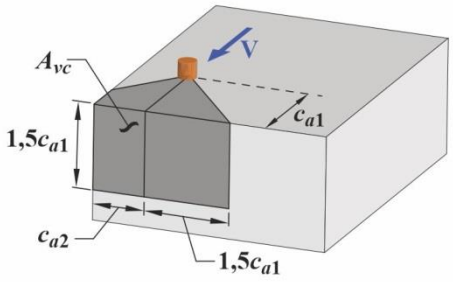
Si $h_a < 1{,}5c_{a1}$

$A_{vc} = 2(1{,}5c_{a1})h_a$



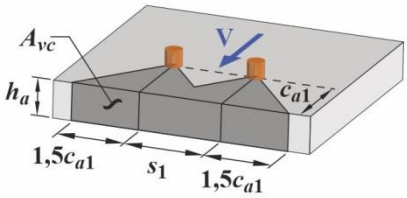
Si $c_{a2} < 1{,}5c_{a1}$

$A_{vc} = 1{,}5c_{a1}\,(1{,}5c_{a1} + c_{a2})$



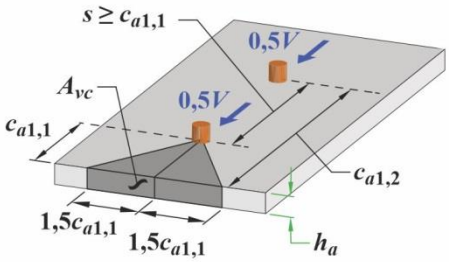
Si $h_a < 1{,}5c_{a1}$ y $s_1 < 3c_{a1}$

$A_{vc} = [2(1{,}5c_{a1}) + s_1]h_a$



Si $h_a < 1{,}5c_{a1}$

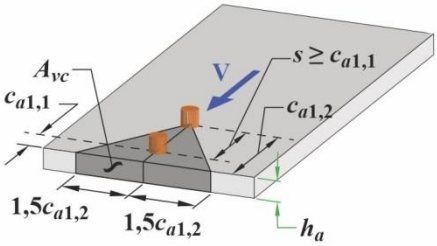
$A_{vc} = 2(1{,}5c_{a1,1})h_a$



Caso 1: Una hipótesis de la distribución de las fuerzas indica que la mitad del esfuerzo de corte sería crítica en el frente del anclaje y el área proyectada. Para el cálculo de desprendimiento del hormigón, c_{a1} se toma como $c_{a1,1}$.

Si $h_a < 1{,}5c_{a1}$

$A_{vc} = 2(1{,}5c_{a1,2})h_a$

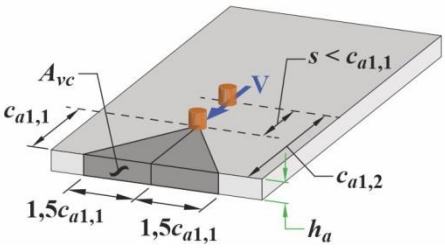


Caso 2: Otra hipótesis de la distribución de las fuerzas indica que la totalidad del esfuerzo de corte sería crítica en el anclaje de atrás y su área projectada. Sólo hay necesidad de considerar esta hipótesis cuando los anclajes están soldados a una placa común, independientemente de s. Para el cálculo de la resistencia al desprendimiento del hormigón, c_{a1} se toma como $c_{a1,2}$.

Nota: Para $s \geq c_{a1,1}$, tanto el Caso 1 como el Caso 2, deben evaluarse para determinar cuál controla el diseño, exceptuando lo indicado para anclajes soldados a una placa común.

Si $h_a < 1{,}5c_{a1}$

$A_{vc} = 2(1{,}5c_{a1,1})h_a$



Caso 3: Si $s < c_{a1,1}$, se debe aplicar la totalidad del esfuerzo de corte V al anclaje del frente. Este caso no aplica para anclajes soldados a una placa común. Para el cálculo del desprendimiento de hormigón, c_{a1} se toma como $c_{a1,1}$.

Figura C 17.7.2.1b. *Cálculo de* $\mathbf{A_{Vc}}$ *para anclajes individuales y grupos de anclajes*

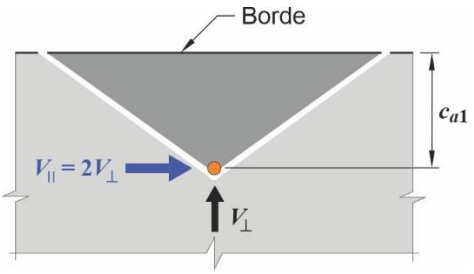


Figura C 17.7.2.1c. *Esfuerzo de corte paralelo a un borde*

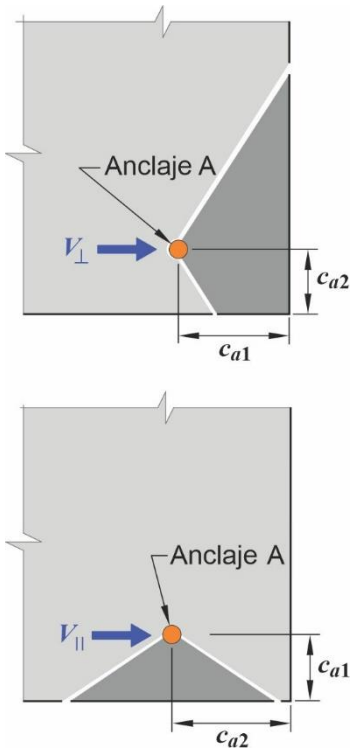


Figura C 17.7.2.1d. *Esfuerzo de corte cerca de una esquina*

17.7.2.1.1. A_{Vc} es el área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del elemento de hormigón en su borde, para un anclaje individual o para un grupo de anclajes. Se puede evaluar A_{Vc} como la base de medio tronco de pirámide proyectada a la cara lateral del elemento donde la parte superior de la media pirámide está definida por el eje de la fila de anclajes seleccionada como crítica. El valor de c_{a1} debe tomarse como la distancia desde el borde hasta dicho eje. A_{Vc} no debe exceder $n\,A_{Vco}$, donde n es el número de anclajes del grupo.

17.7.2.1.2. Cuando los anclajes están localizados en secciones angostas de espesor limitado de tal manera que tanto la distancia al borde c_{a2} como el espesor h_a sean menores que $1{,}5c_{a1}$, el valor de c_{a1} empleado para determinar A_{Vc} de acuerdo con 17.7.2.1.1 y en las ecuaciones en 17.7.2.1 hasta 17.7.2.6 no debe exceder al mayor de (a) hasta (c).

(a) $c_{a2}/1{,}5$, donde c_{a2} es la mayor distancia al borde.

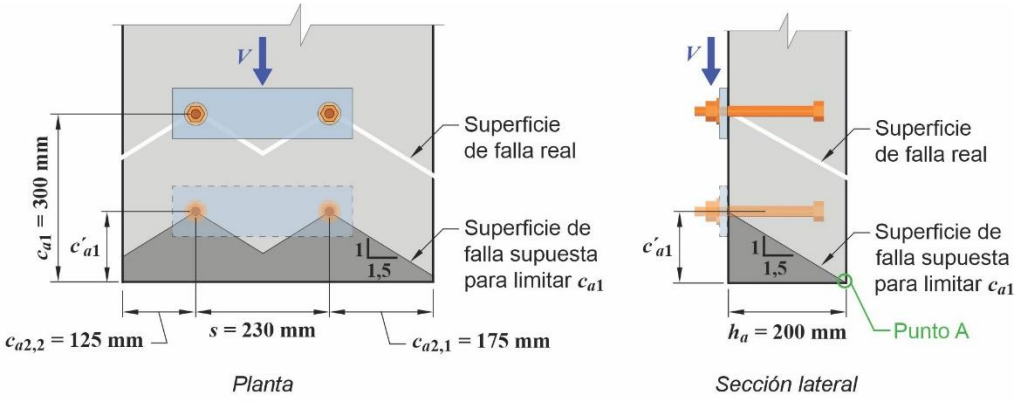
(b) $h_a/1{,}5$.

(c) $s/3$, donde s es la máxima separación entre anclajes de un grupo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del corte.

C 17.7.2.1.2. Para el caso de anclajes localizados en secciones angostas de espesor limitado donde las distancias al borde perpendiculares a la dirección de la carga y el espesor del elemento son menores que $1{,}5c_{a1}$, la resistencia al desprendimiento por corte calculada con base al Método CCD (ver artículo C 17.5.1.3) conduce a resultados extremadamente conservadores. Estos casos especiales fueron estudiados por el Método Kappa (Eligehausen and Fuchs, 1988) y el problema fue señalado por Lutz (1995). De manera similar a las aproximaciones usadas para el desprendimiento del hormigón por tracción en 17.6.2.1.2, la resistencia al desprendimiento del hormigón a corte es evaluada de una manera más precisa si el valor de c_{a1} a usarse en las ecuaciones en 17.7.2.1 hasta 17.7.2.6 y el cálculo de A_{Vc} se limita a un máximo de dos tercios de la mayor de las dos distancias a los bordes perpendiculares a la dirección del corte, dos tercios del ancho del elemento, y un tercio de la separación máxima entre los anclajes individuales dentro del grupo, medido perpendicularmente a la dirección del corte. El límite para

c_{a1} de al menos un tercio de la separación máxima entre los anclajes dentro del grupo evita que se utilice una resistencia calculada con base en prismas de desprendimiento individual para una configuración de anclajes en grupo.

Este enfoque se ilustra en la ***Figura C 17.7.2.1.2***. En este ejemplo, el valor límite de c_{a1} se denota como c'_{a1} y es utilizado en el cálculo de A_{Vc}, A_{Vco}, $\psi_{ed,V}$ y $\psi_{h,V}$, como así también para V_b (no se muestra). El requisito de 17.7.2.1.2 puede ser visualizado trasladando la superficie de desprendimiento real del hormigón originada en c_{a1} hacia la superficie de hormigón en la dirección del corte aplicado. El valor de c_{a1} usado para calcular A_{Vc} y en las ecuaciones en 17.7.2.1 hasta 17.7.2.6 se determina cuando: (a) un límite exterior de la superficie de falla primero intersecta la superficie del hormigón, o (b) la intersección de la superficie de desprendimiento entre los anclajes individuales dentro del grupo primero intersecta la superficie del hormigón. Para el ejemplo de la ***Figura C 17.7.2.1.2***, el punto "A" señala la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superficie de hormigón.



1. El valor real de c_{a1} = 300 mm
2. Las dos distancias al borde c_{a2} al igual que h_a son todas menores que $1{,}5c_{a1}$.
3. El valor limitante de c_{a1} (mostrado como c'_{a1} en la figura) para ser utilizado en el cálculo de A_{Vc} y en las ecuaciones 17.7.2.1 a 17.7.2.6 se determina como el mayor de:

   $(c_{a2,max})/1{,}5$ = 175 mm / 1,5 = 117 mm

   $(h_a)/1{,}5$ = 200 mm / 1,5 = 133 mm (controla)

   s / 3 = 230 mm / 3 = 77 mm
4. Para este caso, A_{Vc}, A_{Vco}, $\psi_{ed,V}$ y $\psi_{h,V}$ se determinan como sigue a continuación:

   A_{Vc} = (125 mm + 230 mm + 175 mm) (1,5 × 133 mm) = 105735 mm^2

   A_{Vco} = 4,5 (133 mm)^2 = 79600 mm^2

   $\psi_{ed,V}$ = 0,7 + 0,3 (125 mm) / (133 mm) = 0,98

   $\psi_{h,V}$ = 1,0 debido que $c_{a1} = (h_a)/1{,}5$. El Punto A muestra la intersección de la superficie de falla supuesta con la superficie del hormigón que establece el valor limitante de c_{a1}.

Figura C 17.7.2.1.2. *Ejemplo de corte donde los anclajes están localizados en elementos angostos de espesor limitado*

17.7.2.1.3. A_{Vco} es el área proyectada para un anclaje individual en un elemento alto con una distancia al borde igual o mayor que $1{,}5c_{a1}$ en dirección perpendicular al corte. Se permite evaluar

A_{Vco} por medio de la ecuación (17.7.2.1.3), la cual conduce a la base de una media pirámide con una longitud lateral paralela al borde de $3c_{a1}$ y una profundidad de $1{,}5c_{a1}$:

$$A_{Vco} = 4{,}5\,(c_{a1})^2 \qquad (17.7.2.1.3)$$

17.7.2.1.4. Cuando los anclajes se encuentran ubicados a distintas distancias del borde y los anclajes están soldados al dispositivo de fijación de manera que distribuya la fuerza a todos los anclajes, se puede evaluar la resistencia basándose en la distancia desde el borde hasta la fila de anclajes más alejada. En este caso, se puede basar el valor c_{a1} en la distancia desde el borde al eje de la fila de anclajes más alejada que fue seleccionada como crítica, y se debe suponer que todo el esfuerzo de corte será resistido sólo por esta fila crítica de anclajes.

17.7.2.2. Resistencia básica al desprendimiento por un anclaje individual, V_b

17.7.2.2.1. La resistencia básica al desprendimiento por corte del hormigón de un anclaje individual en hormigón fisurado, V_b , debe ser la menor de (a) y (b):

(a) $$V_b = \left(0{,}6\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0{,}2}\sqrt{d_a}\right)\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1{,}5} \qquad (17.7.2.2.1a)$$

donde ℓ_e es la longitud de apoyo de carga del anclaje en corte:

- $\ell_e = h_{ef}$ para anclajes de rigidez constante en toda la longitud de la sección empotrada, tal como los pernos con cabeza y anclajes post-instalados con una camisa tubular en toda la longitud de empotramiento.
- $\ell_e = 2d_a$ para anclajes de expansión de torque controlado con una camisa de distancia separada de la camisa de expansión.
- $\ell_e \le 8d_a$ en todos los casos.

(b) $$V_b = 3{,}7\,\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1{,}5} \qquad (17.7.2.2.1b)$$

17.7.2.2.2. Para los pernos con cabeza, bulones con cabeza o con gancho, pre-instalados, que están soldados en forma continua a un dispositivo de fijación de acero, la resistencia básica al desprendimiento del hormigón en corte de un solo anclaje en hormigón fisurado, V_b , no debe exceder el menor valor obtenido de las ecuaciones (17.7.2.2.1b) y (17.7.2.2.2), siempre y cuando se cumpla con (a) hasta (d):

$$V_b = \left(0{,}66\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0{,}2}\sqrt{d_a}\right)\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1{,}5} \qquad (17.7.2.2.2)$$

C 17.7.2.2. Resistencia básica al desprendimiento por un anclaje individual, V_b

C 17.7.2.2.1. Al igual que la resistencia al desprendimiento del hormigón por tracción, la capacidad al desprendimiento por corte no aumenta con la superficie de falla, que es proporcional a $(c_{a1})^2$. En cambio, la resistencia aumenta proporcionalmente a $(c_{a1})^{1,5}$ debido a un efecto de tamaño. La constante, $\boldsymbol{0{,}6}$ en la ecuación de la resistencia a corte fue determinada a partir de los ensayos descritos en Fuchs et al. (1995), con el percentil del $\boldsymbol{5\ \%}$ ajustado por fisuración.

La resistencia también se ve influenciada por la rigidez y diámetro del anclaje (Fuchs et al., 1995; Eligehausen and Balogh, 1995; Eligehausen et al., 1987, 2006b; Eligehausen and Fuchs, 1988). La influencia de la rigidez y diámetro del anclaje no es aparente en anclajes de diámetro grande (Lee et al., 2010), resultando en una limitación de la resistencia a corte por desprendimiento del hormigón dada por la ecuación (17.7.2.2.1b).

C 17.7.2.2.2. Para el caso especial de bulones con cabeza pre-instalados, continuamente soldados a un dispositivo de fijación, los resultados de ensayos (Shaikh and Yi, 1985) muestran que de alguna forma existe una mayor resistencia a corte, posiblemente debido a la conexión rígida soldada que sujeta el bulón de manera más efectiva que un dispositivo de fijación con un espacio de anclaje. Debido a esto, el valor básico de la resistencia al desprendimiento por corte para esos anclajes se aumenta, pero el límite superior de la ecuación (17.7.2.2.1b) se mantiene debido a la ausencia de ensayos con anclajes de diámetro grande soldados al dispositivo de fijación de acero que justifiquen

donde ℓ_e se define en 17.7.2.2.1.

(a) El espesor del dispositivo de fijación de acero es el mayor entre $0{,}5d_a$ y ***10 mm***.

(b) La separación s de los anclajes es al menos ***65 mm***.

(c) Se coloque armadura suplementaria en las esquinas cuando $c_{a2} \le 1{,}5h_{ef}$.

(d) Para grupos de anclajes, la resistencia se determine con base en la resistencia de la fila de anclajes más alejada del borde.

un valor mayor que el obtenido a través de la ecuación (17.7.2.2.1b). El diseño de armadura suplementaria se analiza en los documentos *fib* (2011), Eligehausen et al. (1987, 2006b), y Eligehausen and Fuchs (1988).

17.7.2.3. Factor de modificación por excentricidad para el desprendimiento del hormigón, $\psi_{ec,V}$

C 17.7.2.3. Factor de modificación por excentricidad para el desprendimiento del hormigón, $\psi_{ec,V}$

17.7.2.3.1. El factor de modificación para grupos de anclajes cargados excéntricamente a corte, $\psi_{ec,V}$, debe calcularse por medio de la ecuación (17.7.2.3.1).

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2\,e'_v}{3\,c_{a1}}\right)} \le 1{,}0 \qquad (17.7.2.3.1)$$

C 17.7.2.3.1. Este artículo presenta un factor de modificación para un corte excéntrico dirigido hacia un borde en un grupo de anclajes. Si el corte se origina por encima del plano de la superficie de hormigón, el corte debería ser primero resuelto como un corte en el plano de la superficie de hormigón, actuando en combinación con un momento que puede o no causar tracción en los anclajes, dependiendo de la fuerza normal. La ***Figura C 17.7.2.3.1*** define el término e'_V para calcular el factor de modificación $\psi_{ec,V}$ que tiene en cuenta el hecho de que se aplica un mayor corte sobre un anclaje que en otros, tendiendo a abrir el hormigón cercano a un borde.

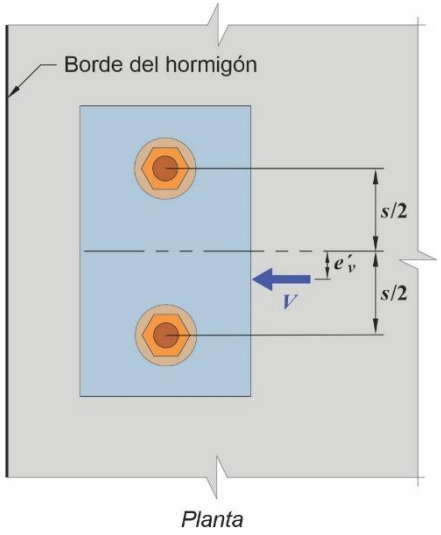


Figura C 17.7.2.3.1. *Definición de e'_V para un grupo de anclajes*

17.7.2.3.2. Si la carga en un grupo de anclajes es tal que solo algunos anclajes en el grupo se encuentran cargados en corte, solo aquellos anclajes que están cargados en corte en la misma dirección pueden ser considerados al determinar la excentricidad e'_V para ser usada en la ecuación (17.7.2.3.1) y para calcular

V_{cbg} en la ecuación (17.7.2.1b).

17.7.2.4. Factor de modificación para desprendimiento de hormigón por efectos de borde, $\psi_{ed,V}$

17.7.2.4.1. El factor de modificación por efecto del borde para anclajes individuales o grupos de anclajes cargados en corte, $\psi_{ed,V}$, debe calcularse con (a) o (b), utilizando el menor valor de c_{a2} .

(a) Si $c_{a2} \geq 1{,}5c_{a1}$, entonces $\psi_{ed,V} = 1{,}0$
(17.7.2.4.1a)

(b) Si $c_{a2} < 1{,}5c_{a1}$, entonces $\psi_{ed,V} = 0{,}7 + 0{,}3\frac{c_{a2}}{1{,}5c_{a1}}$
(17.7.2.4.1b)

17.7.2.5. Factor de modificación para desprendimiento de hormigón por fisuración, $\psi_{c,V}$

17.7.2.5.1. El factor de modificación por la influencia de fisuración en las regiones de anclajes al nivel de cargas de servicio y la presencia o ausencia de armadura suplementaria, $\psi_{c,V}$, debe determinarse como se indica a continuación:

(a) Para anclajes ubicados en una región de un elemento de hormigón donde el análisis indica que no hay fisuración debido a cargas de servicio, se permite que $\psi_{c,V}$ se tome igual a ***1,4***.

(b) Para anclajes ubicados en una región de un elemento de hormigón donde el análisis indica fisuración para niveles de cargas de servicio, $\psi_{c,V}$ debe tomarse de acuerdo con la ***Tabla 17.7.2.5.1***.

Tabla 17.7.2.5.1. Factores de modificación donde el análisis indica fisuración al nivel de cargas de servicio, $\psi_{c,V}$

Condición	$\psi_{c,V}$
Anclajes sin armadura suplementaria o con armadura de borde menor que una barra de diámetro d_b12	1,0
Anclajes con armadura que consta de una barra de diámetro d_b12, o mayor, localizadas entre el anclaje y el borde	1,2
Anclajes con armadura que consta de una barra de diámetro d_b12, o mayor, localizada entre el anclaje y el borde, y con la armadura confinada por estribos separados a no más de ***100 mm***	1,4

17.7.2.6. Factor de modificación para desprendimiento de hormigón por espesor, $\psi_{h,V}$

17.7.2.6.1 El factor de modificación para anclajes ubicados en un elemento de hormigón, donde $h_a < 1{,}5c_{a1}$, $\psi_{h,V}$ debe calcularse por medio de la ecuación (17.7.2.6.1).

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1{,}5c_{a1}}{h_a}} \geq 1{,}0 \qquad (17.7.2.6.1)$$

C 17.7.2.6. Factor de modificación para desprendimiento de hormigón por espesor, $\psi_{h,V}$

C 17.7.2.6.1. Para anclajes ubicados en un elemento de hormigón donde $h_a < 1{,}5c_{a1}$, ensayos (*fib*, 2011; Eligehausen et al., 2006b) han demostrado que la resistencia al desprendimiento del hormigón en corte no es directamente proporcional al espesor del elemento h_a . El factor $\psi_{h,V}$ tiene en cuenta este efecto.

17.7.3. Resistencia al arrancamiento del hormigón por cabeceo del anclaje en corte, V_{cp} o V_{cpg}

17.7.3.1. La resistencia nominal al arrancamiento del hormigón por cabeceo del anclaje causado por corte, para un anclaje individual V_{cp} o para un grupo de anclajes V_{cpg} , no debe exceder (a) o (b), respectivamente:

(a) para un solo anclaje

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \qquad (17.7.3.1a)$$

(b) Para un grupo de anclajes

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \qquad (17.7.3.1b)$$

donde

$k_{cp} = 1{,}0$ para $h_{ef} < 65\ mm$
$k_{cp} = 2{,}0$ para $h_{ef} \geq 65\ mm$

17.7.3.1.1. Para anclajes pre-instalados y post-instalados de expansión, de tornillo y con sobreperforación en su base, N_{cp} debe tomarse como N_{cb} calculado por medio de la ecuación (17.6.2.1a), y para anclajes adhesivos, N_{cp} debe ser el menor de N_a determinado por medio de la ecuación (17.6.5.1a) y N_{cb} determinado por medio de la ecuación (17.6.2.1a).

17.7.3.1.2. Para anclajes pre-instalados y post-instalados de expansión, de tornillo y con sobreperforación en su base, N_{cpg} debe tomarse como N_{cbg} calculado por medio de la ecuación (17.6.2.1b), y para anclajes adhesivos, N_{cpg} debe ser el menor de N_{ag} determinado por medio de la ecuación (17.6.5.1b) y N_{cbg} determinado por medio de la ecuación (17.6.2.1b).

C 17.7.3. Resistencia al arrancamiento del hormigón por cabeceo del anclaje en corte, V_{cp} o V_{cpg}

C 17.7.3.1. En la referencia Fuchs et al. (1995) se indica que la resistencia al arrancamiento del hormigón por cabeceo del anclaje causado por corte puede ser aproximada a una o dos veces la resistencia de tracción del anclaje con el valor menor adecuado de h_{ef} que sea menor que $65\ mm$. Debido a que es posible que la resistencia de adherencia de anclajes adhesivos sea menor que la resistencia al desprendimiento del hormigón, es necesario considerar tanto el artículo 17.6.2.1 como el 17.6.5.1 en la determinación de la resistencia al arrancamiento del hormigón.

17.8. INTERACCIÓN TRACCIÓN-CORTE

C 17.8. INTERACCIÓN TRACCIÓN-CORTE

17.8.1. A menos que los efectos de interacción entre tracción y corte sean considerados de acuerdo con 17.5.2.3, los anclajes o grupo de anclajes que resisten tanto tracción como corte deben cumplir con

Tradicionalmente, la interacción tracción-corte se ha expresado como:

17.8.2 y 17.8.3. Los valores de ϕN_n y ϕV_n deben cumplir con 17.5.2 ó 17.10.

17.8.2. Se permite despreciar la interacción entre tracción y corte si (a) o (b) se cumplen.

(a) $N_{ua} / (\phi N_n) \leq 0{,}2$ (17.8.2a)

(b) $V_{ua} / (\phi V_n) \leq 0{,}2$ (17.8.2b)

17.8.3. Si $N_{ua} / (\phi N_n) > 0{,}2$ para la resistencia que gobierne en tracción y $V_{ua} / (\phi V_n) > 0{,}2$ para la resistencia que gobierne en corte, entonces se debe cumplir con la ecuación (17.8.3):

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1{,}2 \qquad (17.8.3)$$

$$\left(\frac{N_{ua}}{N_n}\right)^{\varsigma} + \left(\frac{V_{ua}}{V_n}\right)^{\varsigma} \leq 1{,}0$$

donde ς varía de ***1 a 2***. La presente recomendación trilineal es una simplificación de la expresión cuando ς = **5/3** (ver ***Figura C 17.8***). Estos límites fueron escogidos para ahorrarse los cálculos de la interacción cuando la segunda fuerza es muy pequeña. Sin embargo, para cumplir con 17.5.2.3, se puede emplear cualquier otra expresión de interacción que sea verificada por ensayos.

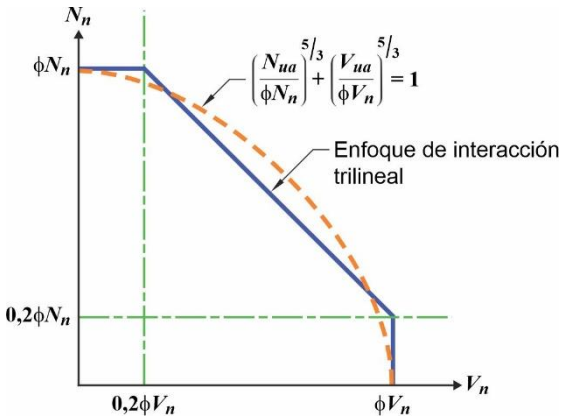


Figura C 17.8. *Ecuación de interacción para esfuerzo de corte y tracción*

17.9. DISTANCIAS AL BORDE, SEPARACIÓN Y ESPESOR, PARA INHIBIR LAS FALLAS POR HENDIMIENTO

C 17.9. DISTANCIAS AL BORDE, SEPARACIÓN Y ESPESOR, PARA INHIBIR LAS FALLAS POR HENDIMIENTO

17.9.1. La separación ***s*** mínima, las distancias al borde para anclajes, y los espesores mínimos de los elementos deben cumplir con 17.9, a menos que se coloque armadura suplementaria para controlar el hendimiento. Se permiten valores menores para determinados productos basados en ensayos específicos.

C 17.9.1. La separación ***s*** mínima, las distancias al borde y los espesores mínimos dependen en gran medida de las características de los anclajes. Las fuerzas de instalación y los torques en los anclajes post-instalados pueden provocar hendimiento del hormigón que los rodea. Ese hendimiento también puede ser producido por el torque subsiguiente durante la conexión de los dispositivos de fijación al anclaje, inclusive en anclajes pre-instalados. La principal fuente de valores para la separación ***s*** mínima, las distancias al borde y los espesores para anclajes post-instalados pueden ser los dados por los ensayos específicos indicados en ACI 355.2 y ACI 355.4. Sin embargo, en algunos casos, los productos específicos son desconocidos en el momento del diseño. Se proveen valores aproximados para usar en los diseños.

17.9.2. A menos que se determinen de acuerdo con 17.9.3, los parámetros de separación mínima deben cumplir con lo requerido en la ***Tabla 17.9.2(a)***.

C 17.9.2. El recubrimiento al borde para anclajes, con un empotramiento profundo, puede tener un efecto significativo en la resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de 17.6.4. Por lo tanto, puede ser ventajoso aumentar el recubrimiento del borde más allá de lo requerido en 20.5.1.3 para aumentar la resistencia al descascaramiento lateral.

La perforación de orificios para los anclajes post-instalados puede provocar micro fisuración. Los requisitos para una distancia mínima al borde, de dos veces el tamaño máximo del agregado, minimizan los efectos de esa micro fisuración.

Los ensayos específicos, para determinar las distancias al borde, pueden llevarse a cabo de acuerdo con ACI 355.2 o ACI 355.4.

Tabla 17.9.2(a). Requisitos para separación mínima y distancias al borde

Parámetro de separación	Tipo de anclaje			
	Anclajes pre-instalados		Anclajes post-instalados	
	Sin torque	Con torque	De expansión y con sobreperforación en su base	Anclajes de tornillos
Separación mínima de los anclajes	$4d_a$	$6d_a$	$6d_a$	Mayor de $0{,}6h_{ef}$ y $6d_a$
Mínima distancia al borde	Recubrimiento especificado para la armadura de acuerdo con 20.5.1.3	$6d_a$	Mayor de (a), (b) y (c): (a) Recubrimiento especificado para la armadura de acuerdo con 20.5.1.3 (b) Dos veces el tamaño máximo del agregado (c) Requisitos para la mínima distancia al borde de acuerdo con ensayos específicos, o con la ***Tabla 17.9.2(b)*** cuando no se dispone de información del producto.	

Tabla 17.9.2(b). Distancia mínima al borde, en ausencia de información específica de ensayos del producto

Tipo de anclaje post-instalado	Distancia mínima al borde
Controlados por torque	$8d_a$
Controlados por desplazamiento	$10d_a$
De tornillo	$6d_a$
Con sobreperforación en su base	$6d_a$
Adhesivos	$6d_a$

17.9.3. Para los anclajes donde la instalación no produce una fuerza de hendimiento y que no serán sometidos a torsión, si la distancia al borde o separación es menor a la especificada en 17.9.2, los cálculos deben realizarse sustituyendo d_a por un valor menor d'_a que cumpla con los requisitos de 17.9.2. Las fuerzas calculadas aplicadas al anclaje deben limitarse a los valores que corresponden a un anclaje de diámetro d'_a .

C 17.9.3. En algunos casos, puede ser deseable usar un anclaje de diámetro mayor que el permitido por 17.9.2. En estos casos, se puede usar un anclaje de diámetro mayor siempre y cuando la resistencia de cálculo del anclaje se base en un anclaje supuesto de diámetro menor d'_a .

17.9.4. A menos que se determine por medio de ensayos, el valor de h_{ef} para anclajes post-instalados, de expansión, de tornillo, o con sobreperforación en su base, no debe exceder al mayor entre ***2/3*** del espesor del elemento, h_a , y el espesor del elemento menos ***100 mm***.

C 17.9.4. Las fallas por hendimiento son causadas por la transferencia de carga entre el bulón y el hormigón. La limitación en el valor de h_{ef} no es aplicable a anclajes pre-instalados ni adhesivos debido a que las fuerzas de hendimiento asociadas con estos tipos de anclajes son menores que para anclajes de expansión, de tornillo y con sobreperforación en la base.

Para todos los anclajes post-instalados, la profundidad de empotramiento para un espesor dado del elemento debería limitarse en la medida que se requiera evitar el descascaramiento de la cara de atrás, en el lado opuesto del elemento de hormigón, durante el taladrado y colocación del anclaje. Este límite de profundidad depende de numerosas variables tales como el tipo de anclaje, procedimiento de taladrado, tipo y tamaño del taladro,

17.9.5. La distancia crítica al borde c_{ac} debe cumplir con la ***Tabla 17.9.5***, a menos que se determine por medio de ensayos.

Tabla 17.9.5. Distancia crítica al borde

Tipo de anclaje post-instalado	Distancia crítica al borde, c_{ac}
Controlados por torque	$4h_{ef}$
Controlados por desplazamiento	$4h_{ef}$
De tornillo	$4h_{ef}$
Con sobreperforación en su base	$2{,}5h_{ef}$
Adhesivos	$2h_{ef}$

presencia de armadura, y resistencia y estado del hormigón.

C 17.9.5. La distancia crítica al borde c_{ac} se requiere para el diseño de anclajes post-instalados utilizados en hormigón no fisurado, donde no hay disponible armadura suplementaria para restringir fisuras por hendimiento. Para poder permitir estos tipos de anclajes cuando no se dispone de información específica del producto, se dan valores conservadores de c_{ac} . Alternativamente, se pueden determinar valores propios de c_{ac} para el producto de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4. Es posible que los requisitos para ensayos de esquina de las mencionadas normas de calificación no se satisfagan con $c_{a,min} = 1{,}5h_{ef}$ para muchos anclajes de expansión, con sobreperforación en su base, de tornillo, y adhesivos, debido a los esfuerzos de tracción y flexión asociados con la instalación y la carga del anclaje, lo cual puede resultar en una falla prematura por hendimiento.

17.10. REQUISITOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ANCLAJES

Los anclajes en estructuras sismorresistentes deben cumplir los requisitos establecidos en el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

17.11. DISPOSITIVOS CON LLAVES DE CORTE

C 17.11. DISPOSITIVOS CON LLAVES DE CORTE

17.11.1. Generalidades

C 17.11.1. Generalidades

17.11.1.1. Se pueden diseñar dispositivos con llaves de corte de acuerdo con 17.11.1.1.1 hasta 17.11.1.1.9. Alternativamente, se permiten diseñar por métodos alternativos si se demuestra, por análisis o ensayos, que la resistencia y transferencia de carga es adecuada.

17.11.1.1.1. Las llaves de corte deben construirse con placas rectangulares, o perfiles de acero compuestos por elementos similares a placas, soldados a una placa de base del dispositivo de fijación.

C 17.11.1.1. Los requisitos de 17.11 cubren los modos de falla de hormigón de los dispositivos de fijación con llaves de corte. Estos requisitos no cubren el diseño del acero o las soldaduras de la placa base de la fijación o de las llaves de corte.

Los dispositivos con llaves de corte pueden ser empotrados en hormigón in situ o en hormigón prefabricado, o instalados posteriormente usando un bloqueo en el hormigón que va a recibir la llave de corte y que después se llena con mortero de inyección fluido y sin contracción, tal como se muestra en la ***Figura C 17.11.1.1a***. Las placas base con anclajes proveen resistencia a momento, los cuales inhiben las fallas de arrancamiento del hormigón sobre las llaves de corte. Los dispositivos de fijación con perfiles empotrados y sin placas base ni anclajes, que deben resistir momento por acción de arrancamiento del hormigón sobre el empotrado, no están cubiertos en este artículo.

La resistencia al aplastamiento en corte se refiere a la resistencia anterior a la fractura del hormigón enfrente a la llave de corte. La falla por aplastamiento ocurre con desplazamientos pequeños (Cook and Michler, 2007). Seguida a la falla por aplastamiento, ocurre un descenso significativo en la resistencia y un aumento en el desplazamiento lateral llevando eventualmente a una falla del acero de los anclajes (***Figura C 17.11.1.1b***) con

desplazamientos laterales de un orden de magnitud mayor que los correspondientes a falla por aplastamiento.

Los tipos de dispositivos con llaves de corte que cumplen con 17.11.1.1.1 hasta 17.11.1.1.9 se muestran en la ***Figura C 17.11.1.1a***. Llaves de corte diferentes a las cubiertas en 17.11.1.1.1 hasta 17.11.1.1.9, tales como llaves de corte compuestas por tubos de acero o dispositivos con llaves de corte donde la parte superior de la placa está localizada debajo de la superficie de hormigón, pueden utilizarse siempre y cuando se demuestre por análisis o ensayos que proveen una resistencia y transferencia de cargas adecuada.

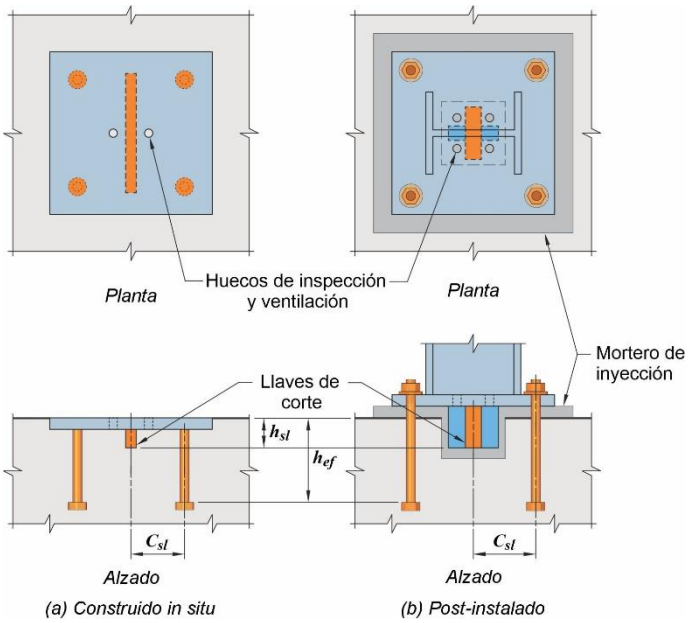


Figura C 17.11.1.1a. *Ejemplos de dispositivos con llaves de corte*

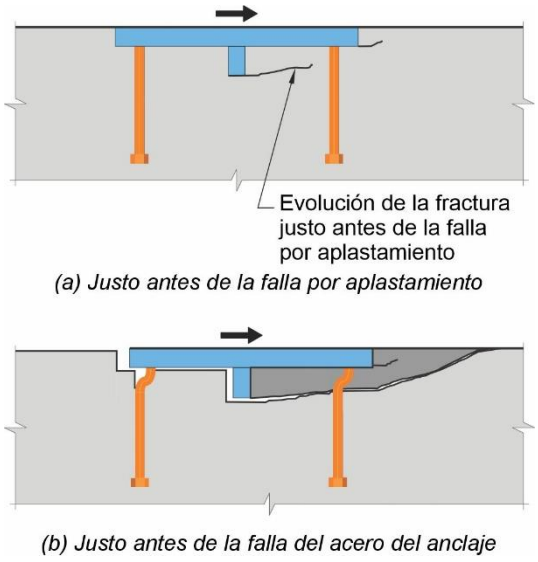


Figura C 17.11.1.1b. *Falla por aplastamiento y subsecuente falla del acero del anclaje por una placa empotrada con llave de corte (si no es aplicable una falla por desprendimiento de hormigón)*

17.11.1.1.2. Debe colocarse un mínimo de cuatro anclajes para cumplir los requisitos del ***Capítulo 17*** con la excepción de los requisitos de 17.5.1.2(f), (g) y (h), y los requisitos correspondientes de la ***Tabla 17.5.2*** para resistencia del acero de los anclajes en corte, resistencia al desprendimiento del hormigón de anclajes sujetos a corte y resistencia al arrancamiento del hormigón de anclajes sujetos a corte.

17.11.1.1.3. Para anclajes soldados a la placa de base de la fijación, los requisitos de interacción entre tracción y corte del artículo 17.8 deben incluir una parte del esfuerzo de corte total en el anclaje.

C 17.11.1.1.3. Aunque se despreció en la evaluación de la resistencia al aplastamiento de 17.11.2, los anclajes soldados resisten una parte del corte porque se desplazan lo mismo que se desplazan las llaves de corte. La parte del corte aplicado, $\boldsymbol{V_u}$, que cada anclaje lleva, $\boldsymbol{V_{ua,i}}$, está dada por:

$$V_{ua,i} = V_u \left(\frac{2d_a^2}{A_{ef,sl} + n2d_a^2} \right)$$

El área efectiva de aplastamiento de un anclaje se supone que sea el diámetro del anclaje multiplicado por una profundidad efectiva de aplastamiento igual a dos veces su diámetro (Cook and Michler, 2017). La reacción de aplastamiento sobre el anclaje no es suficientemente grande como para hacer fallar el anclaje solo por corte, pero debe considerarse la interacción entre tracción y corte para una eventual falla del acero (ver artículo 17.8).

17.11.1.1.4. La resistencia al aplastamiento en corte debe cumplir con $\phi \boldsymbol{V_{brg,sl}} \geq \boldsymbol{V_u}$ con ϕ = **0,65**.

17.11.1.1.5. La resistencia nominal al aplastamiento en corte, $\boldsymbol{V_{brg,sl}}$, debe determinarse de acuerdo con 17.11.2.

17.11.1.1.6. La resistencia al desprendimiento del hormigón de la llave de corte debe cumplir con $\phi \boldsymbol{V_{cb,sl}} \geq \boldsymbol{V_u}$ con ϕ = **0,65**.

17.11.1.1.7. La resistencia nominal al desprendimiento del hormigón, $\boldsymbol{V_{cb,sl}}$, debe determinarse de acuerdo con 17.11.3.

17.11.1.1.8. Para dispositivos de fijación con anclajes en tracción, debe cumplirse tanto (a) como (b):

(a) $\boldsymbol{h_{ef} / h_{sl} \geq 2{,}5}$

(b) $\boldsymbol{h_{ef} / c_{sl} \geq 2{,}5}$

C 17.11.1.1.8. Las limitaciones de límite inferior en las relaciones entre profundidad de empotramiento del anclaje y profundidad de empotramiento de la llave de corte y entre profundidad de empotramiento del anclaje y la distancia entre la línea central de los anclajes en tracción y la línea central de la llave de corte en la dirección del corte, se basan en la información de ensayos disponible. Los límites inferiores requeridos reducen la posible interacción entre el desprendimiento del hormigón de los anclajes en tracción y la falla por aplastamiento en corte de la llave de corte.

17.11.1.1.9. El momento proveniente del par desarrollado por la reacción del aplastamiento en la llave de corte y el esfuerzo de corte debe considerarse en el diseño de los anclajes a tracción.

C 17.11.1.1.9. La reacción de aplastamiento sobre la llave de corte ocurre más abajo de la superficie de hormigón que la reacción de aplastamiento sobre los anclajes y placas embebidas. Como consecuencia, el par generado por la

reacción de aplastamiento y el esfuerzo de corte debe considerarse al determinar la tracción en los anclajes.

17.11.1.2. Las placas base de acero con llaves de corte instaladas horizontalmente deben tener una perforación de un diámetro mínimo de ***25 mm*** a lo largo de cada uno de los lados largos de la llave de corte.

C 17.11.1.2. Los orificios de inspección en la placa base se necesitan para constatar una compactación adecuada del hormigón o mortero alrededor de la llave de corte y para evitar que quede aire atrapado inmediatamente debajo de la placa horizontal. Los orificios en la placa base deberían ubicarse cerca de cada cara de la llave de corte. Para una sola llave de corte debe ubicarse al menos un orificio de inspección cerca del centro de cada lado largo de la llave de corte. Para una llave de corte en forma de cruz, se recomiendan cuatro agujeros de inspección disponiendo una en cada uno de los cuadrantes. Para otras configuraciones o llaves de corte de longitudes largas, el Proyectista o Diseñador estructural debería especificar la ubicación de los orificios de inspección que permitan una observación adecuada y además permitan que el aire atrapado escape.

17.11.2. Resistencia al aplastamiento en corte de dispositivos con llaves de corte, $V_{brg,sl}$

C 17.11.2. Resistencia al aplastamiento en corte de dispositivos con llaves de corte, $V_{brg,sl}$

17.11.2.1. La resistencia nominal al aplastamiento en corte de una llave de corte, $V_{brg,sl}$, debe calcularse como:

$$V_{brg,sl} = 1{,}7\, f'_c\, A_{ef,sl}\, \psi_{brg,sl} \qquad (17.11.2.1)$$

donde $\psi_{brg,sl}$ está dado en 17.11.2.2.

C 17.11.2.1. La resistencia nominal al aplastamiento en corte de una llave de corte, $V_{brg,sl}$, dada por la ecuación (17.11.2.1) está basada en una tensión uniforme de aplastamiento de $1{,}7f'_c$ actuando sobre el área efectiva de la llave de corte como se analiza en Cook and Michler (2017). A pesar de que la resistencia al aplastamiento en corte de dispositivos de fijación con llaves de corte es función del aplastamiento sobre la llave de corte, de la placa embebida, si existe, y de los anclajes soldados, si existen, el método presentado en 17.11.2 solamente incluye la contribución de las llaves de corte. Cook and Michler (2017) analizan el desarrollo del método y un procedimiento menos conservador para incluir el aplastamiento sobre la placa embebida y los anclajes soldados.

17.11.2.1.1. El área efectiva de aplastamiento, $A_{ef,sl}$, debe estar debajo de la superficie de hormigón, perpendicular al corte aplicado, conformada por las áreas definidas en (a) hasta (d):

(a) Área de aplastamiento de las llaves de corte localizadas dentro de $2t_{sl}$ de la superficie del fondo de la placa base si la superficie superior o inferior de la placa base está al mismo nivel que la superficie del hormigón.

(b) Área de aplastamiento de las llaves de corte localizadas dentro de $2t_{sl}$ de la superficie del hormigón si la placa base está por encima de la superficie del hormigón.

(c) Área de aplastamiento de las llaves de corte localizadas dentro de $2t_{sl}$ de la interfaz con los rigidizadores.

(d) Área de aplastamiento sobre el borde frontal de los rigidizadores localizados por debajo de la

C 17.11.2.1.1. La ***Figura C 17.11.2.1.1*** muestra ejemplos de áreas efectivas de aplastamiento. El área efectiva de aplastamiento para llaves de corte rigidizadas aplica tanto a placas soldadas como a perfiles de acero conformados por elementos fabricados con placas, caso en el cual el alma sería el elemento rigidizador. El límite de la distancia de $2t_{sl}$ para determinar el área efectiva de aplastamiento se describe en Cook and Michler (2017).

superficie del hormigón.

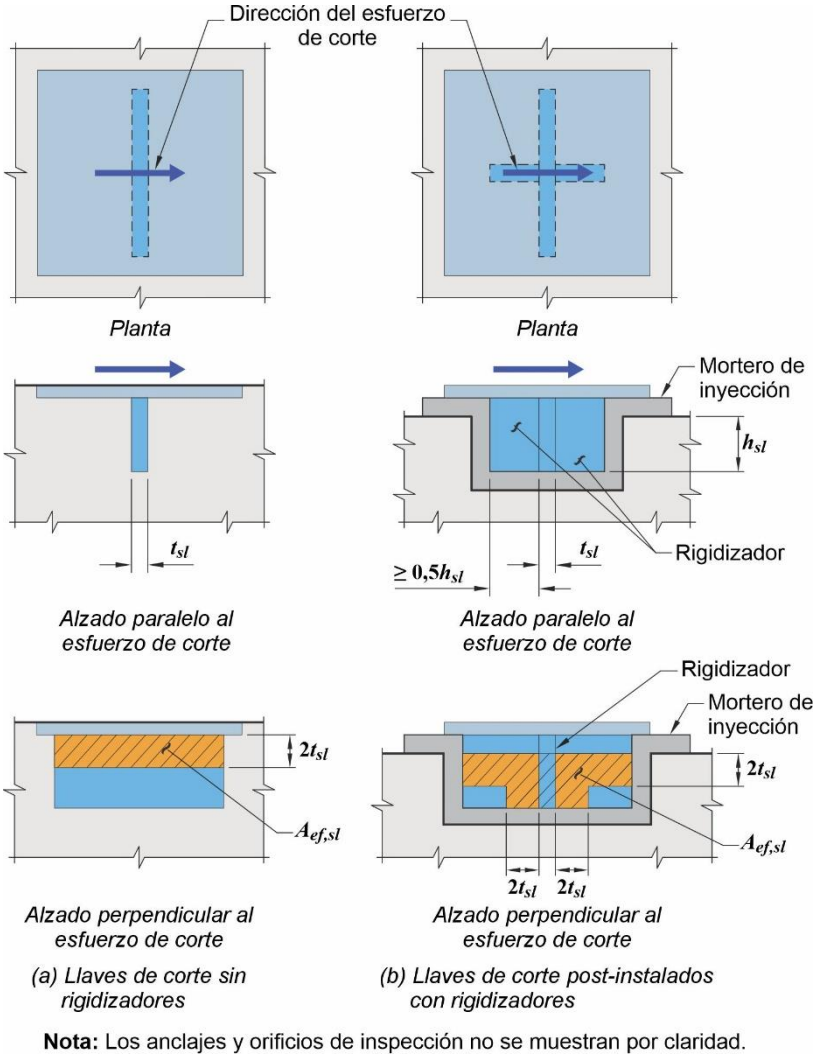


Figura C 17.11.2.1.1. *Ejemplos de áreas efectivas de aplastamiento para dispositivos con llaves de corte*

17.11.2.2. Factor de aplastamiento, $\psi_{brg,sl}$

17.11.2.2.1. Factor de modificación, $\psi_{brg,sl}$, para efectos de la carga axial, P_u , sobre la resistencia al aplastamiento en corte, debe determinarse de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) Para tracción axial aplicada

$$\psi_{brg,sl} = 1 + \frac{P_u}{n\,N_{sa}} \leq 1{,}0 \qquad (17.11.2.2.1a)$$

Donde P_u es negativa para tracción y n es el número de anclajes en tracción.

(b) Cuando no hay carga axial aplicada:

$$\psi_{brg,sl} = 1{,}0 \qquad (17.11.2.2.1b)$$

(c) Para compresión axial aplicada:

$$\psi_{brg,sl} = 1 + 4\frac{P_u}{A_{bp} f'_c} \leq 2{,}0 \qquad (17.11.2.2.1c)$$

donde P_u es positiva para compresión.

17.11.2.3. Si se utilizan, la longitud de los rigidizadores de las llaves de corte en la dirección del corte no debe ser menor que $0{,}5h_{sl}$.

17.11.2.4. Para dispositivos de fijación con múltiples llaves de corte dispuestas perpendicularmente a la dirección del corte aplicado, la resistencia al aplastamiento de cada llave de corte puede considerarse aditiva siempre y cuando el esfuerzo de corte en un plano de corte en el hormigón, en la parte inferior de las llaves de corte y extendiéndose entre las llave de corte, no exceda $0{,}2f'_c$. La resistencia nominal al aplastamiento de cada llave individual debe determinarse por medio de la ecuación (17.11.2.1) utilizando el área efectiva de la llave de corte.

C 17.11.2.4. La limitación para considerar múltiples llaves de corte como efectivas se basa en los límites máximos para fricción por corte de la ***Tabla 22.9.4.4*** y dos ensayos reportados por Rotz and Reifschneider (1984). El área del plano de corte corresponde a la distancia libre entre llaves de corte adyacentes medida en la dirección del corte aplicado, multiplicada por el ancho de la llave de corte perpendicular al corte aplicado.

17.11.3. Resistencia al desprendimiento del hormigón de la llave de corte, $V_{cb,sl}$

C 17.11.3. Resistencia al desprendimiento del hormigón de la llave de corte, $V_{cb,sl}$

17.11.3.1. La resistencia nominal al desprendimiento del hormigón de una llave de corte, para corte perpendicular al borde, $V_{cb,sl}$, debe determinarse por medio de 17.7.2 utilizando la ecuación (17.7.2.1a), donde V_b se calcula utilizando la ecuación (17.7.2.2.1b) con c_{a1} tomado como la distancia desde la superficie de aplastamiento de la llave de corte al borde libre y donde A_{Vc} es el área proyectada de la superficie de falla en la cara lateral del elemento de hormigón.

17.11.3.1.1. A_{Vc} es el área de falla del hormigón proyectada en la cara del hormigón que se aproxima a una forma rectangular, resultante de proyectar horizontalmente $1{,}5c_{a1}$ del borde de la llave de corte y de proyectar verticalmente $1{,}5c_{a1}$ desde el borde de la profundidad efectiva de la llave de corte, $h_{ef,sl}$. El área efectiva de la llave de corte, $A_{ef,sl}$, no se debe incluir. La profundidad efectiva de empotramiento de la llave de corte, $h_{ef,sl}$, debe tomarse como la distancia desde la superficie del hormigón hasta la parte inferior del área efectiva de aplastamiento, $A_{ef,sl}$.

C 17.11.3.1. El método para evaluar la resistencia al desprendimiento del hormigón cuando el corte es perpendicular a un borde es similar al utilizado en 17.7.2 para anclajes. La diferencia está en la determinación de A_{Vc} , lo cual se ilustra en la ***Figura C 17.11.3.1***. Este método ha sido confirmado por medio de ensayos en los cuales la llave de corte es cargada concéntricamente en corte (Gomez et al., 2009; Cook and Michler, 2017). Con el corte transferido por la llave de corte, la placa empotrada (si está presente) y los anclajes soldados (si están presentes), todas las superficies de apoyo se van a desplazar la misma cantidad con cualquier cambio incremental en el esfuerzo de corte aplicado. Este comportamiento es similar a las conexiones con anclajes soldados a un dispositivo de fijación de acero, donde la falla del borde de hormigón se inicia en la fila de anclajes más alejada del borde. En anclajes con llaves de corte, la contribución efectiva a la resistencia al desprendimiento del hormigón de las áreas de apoyo de la llave de corte y de la placa empotrada (si está presente) domina sobre la contribución del área efectiva de apoyo de los anclajes más alejados del borde que la llave de corte. Como consecuencia, la resistencia al desprendimiento del hormigón para el anclaje debería determinarse con base en la superficie de desprendimiento originándose en la llave de corte (***Figura C 17.11.3.1***).

La resistencia nominal al desprendimiento del hormigón de una llave de corte se basa en la ecuación (17.7.2.2.1b) para V_b la cual aplica a fallas del borde de hormigón en corte para anclajes de diámetro grande.

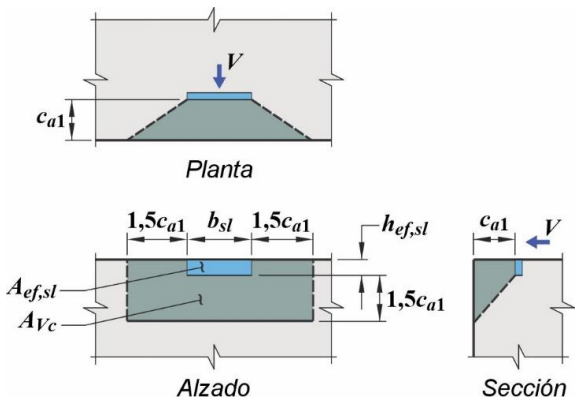


Figura C 17.11.3.1. *Ejemplo de* $\boldsymbol{A_{Vc}}$ *para una llave de corte cerca de un borde*

17.11.3.2. La resistencia nominal al desprendimiento del hormigón de una llave de corte, para el corte paralelo al borde, se puede determinar de acuerdo con 17.7.2.1(c) utilizando la ecuación (17.7.2.1a) con $\boldsymbol{c_{a1}}$ tomado como la distancia desde el borde al centro de la llave de corte con $\boldsymbol{\psi_{ec,V}}$ igual a la unidad (***1,0***).

C 17.11.3.2. La resistencia al desprendimiento del hormigón para llaves de corte cargadas paralelamente al borde se basa en 17.7.2.1(c) para falla del hormigón con carga aplicada paralela al borde libre, suponiendo que el comportamiento del desprendimiento de hormigón para llave de corte es similar al de un solo anclaje.

17.11.3.3. Para llaves de corte localizadas en una esquina, la resistencia al desprendimiento del hormigón limitante debe determinarse para cada borde y se debe utilizar el menor valor.

C 17.11.3.3. La resistencia al desprendimiento del hormigón para llaves de corte localizadas cerca de una esquina se basa en 17.7.2.1(d) para anclajes.

17.11.3.4. En casos con múltiples llaves de corte, la resistencia al desprendimiento del hormigón debe determinarse para cada posible superficie de desprendimiento.

C 17.11.3.4. La resistencia al desprendimiento del hormigón para múltiples llaves de corte se basa en C 17.7.2.1 y se muestra en la ***Figura C 17.7.2.1b***, Caso 1 y Caso 2.

CAPÍTULO 18. ESPECIFICACIONES ESPECIALES PARA EL PROYECTO SISMORRESISTENTE

18.1. El proyecto de las estructuras sismorresistentes de hormigón se debe realizar con el **Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - INPRES-CIRSOC 103 - Parte II: Construcciones de Hormigón Armado - 2024**.

CAPÍTULO 19. ESPECIFICACIONES POR DURABILIDAD Y RESISTENCIA

19.1. REQUISITOS GENERALES

C 19.1. REQUISITOS GENERALES

19.1.1. Este Reglamento es válido para hormigones

- cuya ***masa por unidad de volumen*** se encuentre entre ***2000 kg/m³*** y ***2800 kg/m³*** para hormigón de peso normal, y entre ***1400 y 2000 kg/m³*** para hormigón liviano.
- constituidos por una mezcla homogénea de una pasta de material cementicio y agua, con agregados gruesos y finos, que en estado fresco tiene cohesión y trabajabilidad y que luego, por el fraguado y el endurecimiento de la pasta cementicia, adquiere resistencia. Además de estos componentes básicos, también puede contener aditivos químicos, pigmentos, fibras y/o adiciones minerales.

C 19.1.1. Este Reglamento ***no incluye a las estructuras*** que estarán ***sometidas a condiciones muy severas de exposición*** como ácidos o muy altas temperaturas, pero si incluye el ataque ácido de origen biogénico que se produce en las instalaciones para líquidos cloacales. Tampoco tiene especificaciones para estructuras donde los aspectos estéticos (por ejemplo, textura) sean prioritarios. Estas situaciones y otras similares deben ser objeto de especificaciones particulares a incluir en los Documentos del Proyecto.

19.1.2. Los hormigones a utilizar en el Proyecto Estructural deben cumplir:

- los ***requisitos de resistencia*** establecidos en el artículo 19.2.
- los ***requisitos de durabilidad*** establecidos en el artículo 19.3.
- los ***requisitos especiales*** establecidos en el artículo 19.4.

C 19.1.2. En coincidencia con otros Códigos de referencia del ámbito internacional, ***los aspectos vinculados con la vida útil en servicio especificada para el Proyecto Estructural deben ser considerados como acciones que actúan sobre la estructura. En consecuencia, deben ser tenidos en cuenta desde el inicio del Proyecto de la Estructura.***

19.1.3. Este Reglamento exige que se adopten las resistencias y las razones ***agua/cemento*** (***a/c***) y/o ***agua/material cementicio*** (***a/(c+x)***) que resulten ***más restrictivas*** entre las establecidas por ***resistencia*** (***Tabla 19.1***), ***durabilidad*** (***Tabla 19.3.5***), y por ***requisitos especiales*** (***Tabla 19.4).***

C 19.1.3. Al hablar de cemento se entiende cualquiera de los previstos en las normas IRAM 50000: ***2017 y su modificación 2021*** e ***IRAM 50002: 2009 y su modificación 2017***.

19.1.4. Cuando se agregue una adición mineral en obra, la razón ***a/(c+x)*** se calculará solamente considerando las adiciones minerales activas (***IRAM 1667:2016***; ***IRAM 1668:2015*** y ***ASTM C 1240-2020***).

19.1.5. Resistencia especificada. ***La resistencia especificada de rotura a compresión f'_c es el valor de la resistencia a compresión que se adopta en el Proyecto Estructural y que se utiliza como base para los cálculos.***

La resistencia especificada se debe indicar en los planos y Documentos del Proyecto.

C 19.1.5. En este Reglamento corresponde al percentil del ***10 %*** en la distribución de resistencia a compresión del hormigón colocado en una obra (valor estadístico de la resistencia, que corresponde a la probabilidad de que el ***90 %*** de todos los resultados de ensayos de la población superen dicho valor).

19.1.6. Clases de hormigón. Para el proyecto y construcción de las estructuras se deben utilizar una o más clases de hormigones de los indicados en la ***Tabla 19.1.*** También se deben respetar las restricciones establecidas en el ***Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresisten-***

C 19.1.6. Para una ***vida útil en servicio mayor a 100 años,*** se recomienda el empleo de ***hormigón H-25*** o ***clase superior.***

tes INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024 para las distintas zonas sísmicas de nuestro país.

19.1.7. Edad de diseño. Los Documentos del Proyecto deben establecer la edad de Proyecto a la cual se debe verificar la resistencia especificada. Dicha edad tendrá en consideración el tipo de estructura, el momento de su puesta en servicio y el cemento a utilizar en la construcción.

Cuando los Documentos del Proyecto no establezcan una edad de diseño diferente, ella se debe adoptar igual a 28 días, tal lo indicado en el artículo 19.2.1.3.

C 19.1.7. Algunos tipos de cemento poseen un crecimiento de resistencia importante después de los ***28 días***. Este Reglamento permite que el proyectista aproveche esta ganancia de resistencia cuando la tipología del elemento estructural facilita el curado del hormigón y aquella se produce antes de la puesta en carga del elemento. Tal es el caso, por ejemplo, de estructuras que estarán sumergidas y el de las estructuras masivas en general.

19.1.8. Cuando el hormigón se elabore con aditivos y/o adiciones minerales activas que modifiquen el desarrollo de la resistencia del cemento utilizado, los Documentos del Proyecto también deben indicar la edad de Proyecto. Cuando ella no se especifique se la debe adoptar igual a ***28 días*** (ver artículo 19.2.1.3.).

Tabla 19.1. Clases de hormigones de acuerdo con la resistencia especificada

Clase de hormigón	Resistencia especificada a compresión f'_c (MPa)	A utilizar en hormigones
H – 15	15	Simples (sin armar)
H – 20	20	Simples y armados
H – 25	25	Simples, armados y pretensados
H – 30	30	
H – 35	35	
H – 40	40	
H – 45	45	
H – 50	50	
H – 60	60	
H – 70	70	
H – 80	80	
H – 90	90	
H – 100	100	
H – 110	110	

19.2. REQUISITOS POR RESISTENCIA

C 19.2. REQUISITOS POR RESISTENCIA

19.2.1. Resistencia especificada a la compresión

C 19.2.1. Resistencia especificada a la compresión

19.2.1.1. El valor de la resistencia especificada a la compresión f'_c , debe cumplir con los siguientes límites y requisitos:

(a) Los límites para f'_c de la ***Tabla 19.2.1.1.*** los cuales se deben aplicar para hormigón de peso normal como para hormigón liviano.

(b) Los requisitos de durabilidad especificados en la ***Tabla 19.3.5***.

(c) Los requisitos de resistencia estructural.

C 19.2.1.1. Los requisitos para mezclas de hormigón se basan en la filosofía de que el hormigón debe proveer resistencia y durabilidad adecuadas. El Reglamento define un valor mínimo de f'_c para el hormigón estructural. ***No hay límite para el valor máximo de f'_c , excepto que así lo requiera un requisito específico del Reglamento.***

Las mezclas de hormigón dosificadas de acuerdo con el artículo 26.4.3 deberían lograr una resistencia promedio a la compresión que exceda el valor de f'_c utilizado en los cálculos de diseño estructural. El valor por medio del cual la resistencia promedio a la compresión excede f'_c se basa

(d) La resistencia especificada a la compresión f'_c del hormigón liviano, en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales y sus fundaciones, debe ser menor o igual que ***35 MPa***, a menos que se demuestre por medio de evidencia experimental que los elementos construidos con hormigón liviano aportan una resistencia y tenacidad igual o mayor que la de los elementos comparables, construidos con hormigón de peso normal de la misma resistencia.

Tabla 19.2.1.1. Límites para la resistencia especificada a la compresión f'_c

Aplicación	f'_c ***mínimo*** (1) **[MPa]**
General	20
Pórticos especiales a momento Muros estructurales especiales con armadura ADN 420 N o ATR 500 N	25
Pilotes prefabricados no pretensados hincados Pilotes preexcavados	30
Pilotes prefabricados pretensados hincados	35

(1) Dichos valores deben satisfacer las condiciones especificadas en la Tabla 19.3.5.

Nota: Para estructuras de fundaciones sujetas a diseño sísmico, referirse al ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

19.2.1.2. Para la dosificación de las mezclas indicadas en el artículo 26.4.3 y para el ensayo y la aceptación del hormigón en el artículo 26.12 se debe usar la resistencia especificada a la compresión.

19.2.1.3. A menos que se especifique lo contrario, el valor de f'_c se debe basar en ensayos a los ***28 días***. Si el ensayo no es a los ***28 días***, se debe especificar la edad del ensayo para f'_c en los documentos para la construcción.

en conceptos estadísticos. Cuando el hormigón se dosifica para logar un nivel de resistencia mayor que f'_c , se asegura que la resistencia de los ensayos del hormigón tenga una probabilidad alta de cumplir los criterios de aceptación de la resistencia especificados en el artículo 26.12. Los requisitos de durabilidad prescriptos en la ***Tabla 19.3.5.*** se deben cumplir adicionalmente al cumplimiento del valor mínimo de f'_c establecido en el artículo 19.2.1. Bajo ciertas circunstancias, los requisitos de durabilidad pueden exigir un valor de f'_c mayor que el requerido para fines estructurales.

El Reglamento también limita el valor de la resistencia f'_c para el diseño de anclajes al hormigón. Estos requisitos están especificados en el artículo 17.3.1.

C 19.2.1.3. Lo aquí expresado está vinculado con lo establecido en los artículos 19.1.7 y 19.1.8.

19.2.2. Módulo de elasticidad

C 19.2.2. Módulo de elasticidad

19.2.2.1. Se permite calcular el módulo de elasticidad, E_c , de acuerdo con (a) o (b):

(a) Para valores de w_c entre ***1400 y 2500 kg/m^3***

$$E_c = w_c^{1,5} 0{,}043 \sqrt{f'_c} \quad \text{(en MPa)} \qquad (19.2.2.1.a)$$

(b) Para hormigón de peso normal

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad \text{(en MPa)} \qquad (19.2.2.1.b)$$

C 19.2.2.1. Las expresiones 19.2.2.1 a) y b) producen un valor estimativo de E_c para utilización general en el diseño. Los estudios que condujeron a la expresión para E_c del hormigón están resumidos en Pauw (1960), en donde E_c se define como ***la pendiente de la línea trazada desde el origen del diagrama tensión-deformación del hormigón, hasta el punto correspondiente a una tensión de compresión de 0,45 f'_c .***

El módulo de elasticidad del hormigón es sensible a un número de variables que incluyen el tipo de agregado, los constituyentes del hormigón, la dosificación de la mezcla, la adherencia entre la pasta y el agregado y la edad del hormigón. Esta sensibilidad, además de la variabilidad inherente de las propiedades de los materiales

constituyentes y el control de calidad que se lleve a cabo durante la construcción, pueden originar diferencias entre los valores medidos y los valores calculados de la deformación por flexión, desviación, período de vibración y otros parámetros que dependen del valor E_c . Para mayor información sobre la utilización de E_c , especialmente en el cálculo de las deformaciones por flexión, se recomienda consultar el documento ACI 435R, hasta tanto se emita un documento al respecto.

Muchos años de uso han mostrado que el módulo de elasticidad calculado por medio de las expresiones dadas en este Reglamento es adecuado para la mayoría de las aplicaciones. No obstante, para algunas aplicaciones, estas expresiones pueden producir estimaciones de los valores reales que no son lo suficientemente precisos. Las mayores diferencias entre los valores medidos y los valores calculados de E_c se han observado con hormigón de alta resistencia ($f'_c > 56$ ***MPa***), hormigón liviano y en mezclas con bajo volumen de agregado grueso, como ocurre en hormigones autocompactantes. En estos casos se puede reemplazar el valor resultante de la expresión dada en el artículo 19.2.2.1 por determinaciones experimentales de E_c correspondientes a los hormigones a utilizar en el proyecto.

19.2.2.2. Se permite especificar E_c con base en ensayos de mezclas de hormigón para ser utilizadas en la obra de acuerdo con (a) hasta (c):

(a) El E_c especificado se debe utilizar para dosificar las mezclas de hormigón de acuerdo con el artículo 26.4.3.

(b) Para comprobar que el valor de E_c especificado se ha logrado, se deben realizar ensayos y los resultados se deben incluir con las presentaciones de la dosificación.

(c) La edad de la medición de E_c debe ser a los ***28 días*** o según indiquen los documentos de construcción.

C 19.2.2.2. Para cualquier Proyecto Estructural, el valor de E_c utilizado para el cálculo, puede ser especificado y verificado por medio de ensayos. Las condiciones de diseño que son sensibles al valor de E_c pueden llevar a la exigencia de ensayos. Los casos que pueden requerir ensayos incluyen aplicaciones donde las deformaciones por flexión son críticas, en edificios altos, o en estructuras similares en las cuales las deformaciones axiales o la rigidez lateral pueden afectar el comportamiento, o donde el valor estimado de E_c es importante en el comportamiento ante vibraciones aceptables o comportamiento sísmico, para este último referirse al ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

El Proyectista Estructural habilitado podría definir la realización de ensayos en el laboratorio, de valores de E_c a diferentes edades. Se advierte que el desarrollo de E_c con el tiempo no es posible de ser controlado con precisión.

19.2.3. Módulo de rotura

El módulo de rotura, f_r , para hormigón se debe determinar con la siguiente expresión:

$$f_r = 0{,}62\,\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (19.2.3.1)$$

donde el valor de λ debe cumplir el artículo 19.2.4.

19.2.4. Hormigón liviano

C 19.2.4. Hormigón liviano

19.2.4.1. Excepto cuando lo requiera la ***Tabla 25.4.2.5***, el valor de λ se debe determinar de acuerdo con la ***Tabla 19.2.4.1(a)*** con base en la

C 19.2.4.1. El ***factor de modificación*** λ se utiliza para considerar la reducción de las propiedades mecánicas del hormigón liviano en comparación con el hormigón de peso

densidad de equilibrio w_c de la mezcla de hormigón utilizada en el Proyecto, o por medio de la ***Tabla 19.2.4.1(b)*** con base en la composición del agregado en la mezcla de hormigón supuesta en el diseño.

El agregado fino liviano y su mezcla, no están permitidos dentro del alcance de este Reglamento.

Tabla 19.2.4.1(a). Valores de λ para hormigón liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m³)	λ	
≤ 1500	0,75	(a)
1500 < w_c ≤ 2000	0,0005 w_c ≤ 1,0	(b)
> 2000	1,0	(c)

Tabla 19.2.4.1(b). Valores de λ para hormigón liviano con base en la composición de los agregados

Hormigón	Composición de los agregados	λ
Todos Livianos	Fino: IRAM 1567 Grueso: IRAM 1567	0,75
Fino: peso normal Grueso: peso liviano	Fino: IRAM 1512 Grueso: IRAM 1567	0,85
Fino: peso normal Grueso: mezcla peso normal y liviano	Fino: IRAM 1512 Grueso: Combinación de IRAM 1567 y IRAM 1531	0,85 a 1,00 [1]

[1] Se permite la interpolación lineal entre ***0,85 y 1,00*** con base al volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado.

Nota: El agregado fino liviano y su mezcla, no están permitidos dentro del alcance de este Reglamento**.**

19.2.4.2. Se permite adoptar el valor de λ para hormigón liviano como ***0,75.***

19.2.4.3. El valor de λ para hormigón de peso normal debe adoptarse igual ***1,0***.

normal de la misma resistencia a la compresión.

Para el Proyecto utilizando hormigón liviano, la resistencia a corte, las propiedades de fricción, la resistencia al hendimiento, la adherencia entre el hormigón y la armadura y los requisitos de longitud de anclaje, ***no se consideran como equivalentes al hormigón de peso normal de la misma resistencia a compresión.***

La metodología para determinar λ permite al Proyectista Estructural, seleccionar un valor de λ con base en la densidad de equilibrio que se utiliza en el Proyecto. Se pueden realizar ensayos de laboratorio de la mezcla específica a ser utilizada en la estructura si el Proyectista Estructural desea determinar un valor más preciso de λ (Ivey and Buth, 1967; Hanson, 1961).

La ***Tabla 19.2.4.1*** se basa en datos de ensayos (Graybeal, 2014; Greene and Graybeal, 2013, 2015) de hormigón fabricado con muchos tipos de agregado liviano con diferentes dosificaciones que resultaron en densidades de equilibrio en el intervalo entre ***1400 y 2000 kg/m³.***

Un segundo método para determinar λ se basa en la composición de los agregados. En la mayoría de los casos, los elaboradores locales de hormigón y agregados disponen de mezclas estándar de hormigón liviano y pueden suministrar las fracciones volumétricas para determinar el valor de λ. Cuando no se disponga de estos datos, se permite utilizar la frontera inferior del valor de λ para el tipo de hormigón liviano especificado. Este método está basado en la hipótesis de que, para un nivel de resistencia a la compresión equivalente, la resistencia a la tracción del hormigón liviano es una fracción fija de la resistencia a la tracción del hormigón de peso normal (Ivey and Buth, 1967). Los multiplicadores utilizados para λ se basan en ensayos de hormigón elaborado con muchos tipos de agregado liviano estructural.

19.3. REQUISITOS POR DURABILIDAD

C 19.3. REQUISITOS POR DURABILIDAD

A los fines de la correcta interpretación del contenido de este artículo se utilizará la siguiente simbología:

a/c razón agua/cemento, en masa.

a/(c+x) razón agua/material cementicio, que tiene en cuenta la suma de las cantidades de cemento (**c**) y adición mineral activa (**x**), en masa.

f'_c resistencia especificada a compresión del hormigón, en MPa.

$f'_{cmín}$ resistencia mínima especificada por durabilidad, en MPa.

k coeficiente de permeabilidad del suelo, en m/s.

K_{ac} coeficiente de carbonatación acelerada.

R_{ef} recubrimiento efectivo.

R_{nom} recubrimiento nominal.

Δr recubrimiento adicional en función del control de ejecución.

19.3.1. Requisitos generales

C 19.3.1. Requisitos generales

19.3.1.1. El ***ambiente en contacto con la estructura*** puede ocasionar acciones de naturaleza química, física y/o físico-química que ***degraden la estructura por efectos diferentes a los de las cargas consideradas en el Proyecto Estructural***. Según sea la magnitud de dicha degradación y la velocidad con que se produzca, la estructura puede perder, parcial o totalmente, la aptitud para cumplir la función para la cual fue construida.

19.3.1.2. El diseño de las estructuras y la especificación del hormigón de la estructura y sus materiales componentes deben tener en cuenta las ***acciones del ambiente, los procesos de degradación de los materiales a utilizar en la estructura y la vida útil en servicio requerida por el Comitente***.

C 19.3.1.2. La vida útil para el Proyecto Estructural establecida en años, debe ser fijada por el Propietario de la obra antes del inicio del Proyecto de la Estructura.

19.3.1.3. Para cada ambiente de exposición, este Reglamento establece los ***requisitos básicos, de cumplimiento obligatorio con independencia de la vida útil especificada en el Proyecto, y los requisitos complementarios que dependen de la vida útil del Proyecto Estructural.***

Los requisitos básicos se indican en los artículos 19.3.2 a 19.3.9, 19.3.10, 19.3.11, 19.3.12, 19.3.13.1/4, y 19.3.14.1, 19.3.15, 19.3.16 y en la ***Tabla 19.3.5***.

Los requisitos complementarios dependen de la vida útil especificada para el Proyecto Estructural y se indican en los artículos 19.3.10, 19.3.13.5/9 y 19.3.14.2/4.

Los requisitos básicos son válidos para estructuras de hormigón expuesto y no pueden modificarse cuando se agregue una protección superficial adicional al elemento estructural. Esto es válido aún en el caso de que la protección superficial adicional corresponda a un requisito complementario.

C 19.3.1.3. En el ***Reglamento CIRSOC 201-05*** se asumía una ***vida útil en servicio de 50 años;*** sin embargo, este valor depende de las condiciones en servicio.

La posibilidad de proyectar para una vida útil en servicio ***menor a 50 años*** ha sido prevista en este Reglamento exclusivamente para obras que, por su naturaleza, tengan un período de actividad reducido.

19.3.1.4. Los Documentos del Proyecto deberán especificar la vida útil fijada para el Proyecto

Estructural y los requerimientos básicos y complementarios necesarios para lograrla.

19.3.1.5. Cuando sea necesario cumplimentar un requisito complementario, se deberán utilizar ***modelos de predicción debidamente justificados*** para determinar la ***vida útil de la estructura*** sometida a las condiciones de exposición previstas en el Proyecto.

19.3.1.6. Las características de los materiales que inciden en la vida útil en servicio para las condiciones de agresividad del medio ambiente, se deberán verificar al menos una vez cada seis meses, durante el período de ejecución de la obra. Los ensayos se realizarán sobre muestras extraídas en planta hormigonera y bajo la supervisión del Director de Obra. Las determinaciones mínimas a realizar se contemplan en el artículo 2.2.1.6 del ***CIRSOC 200-2023.***

19.3.2. Requisitos del Proyecto Estructural

19.3.2.1. El ***Proyecto Estructural*** debe establecer una ***estrategia de diseño*** que garantice, al finalizar su vida útil en servicio, que la estructura posea la seguridad, la aptitud en servicio y las condiciones estéticas exigidas por este Reglamento y por el Comitente. Dicha estrategia puede incluir trabajos de observación y auscultación y operaciones de mantenimiento periódicos. El Proyecto debe prever las facilidades para realizar dichas tareas, que además deben estar claramente explicitadas en los Documentos del Proyecto.

19.3.2.2. Antes de comenzar el Proyecto de la Estructura se debe ***identificar el tipo de medio ambiente*** que define la clase de exposición a la que va a estar sometido cada conjunto de elementos estructurales.

19.3.2.3. Los Documentos del Proyecto Estructural deben indicar:

- el ***tipo de ambiente*** al que estará expuesto cada conjunto de elementos que componen la estructura, de acuerdo con lo indicado en el artículo 19.3.4.
- la ***vida útil en servicio requerida por el Proyecto.***
- la ***estrategia de diseño y mantenimiento*** para dar cumplimiento a lo indicado en los artículos 19.3.1.2 y 19.3.2.1.
- el ***tipo de hormigón*** a utilizar en los distintos elementos estructurales, con la siguiente información: Clase de resistencia del hormigón y Clase de exposición (por ejemplo, ***H-25 / A2***). La clase de hormigón especificada debe respetar los mínimos establecidos para el tipo de exposición

C 19.3.2. Requisitos del Proyecto Estructural

C 19.3.2.1. Este Reglamento requiere que los documentos del Proyecto incluyan un ***Manual de mantenimiento de la estructura***. En él se debería establecer, según corresponda, la secuencia y modalidad de las inspecciones y las operaciones a realizar para evitar la degradación de la estructura o asegurar que la misma se produzca con una velocidad que no afecte la resistencia ni la aptitud en servicio durante su vida útil de diseño.

correspondiente al elemento, de acuerdo con la ***Tabla 19.3.5***.

- ***protecciones superficiales***, cuando correspondan, según lo indicado en el artículo 19.3.11.

19.3.2.4. Además de las exigencias anteriores, ***para lograr la vida útil especificada en el Proyecto*** se deben cumplir las siguientes condiciones:

- respetar los ***recubrimientos mínimos de las armaduras*** que se establecen en los artículos 19.3.13, 19.3.14 y en el ***Capítulo 20*** de este Reglamento.

- ***diseñar armaduras con los recubrimientos adecuados indicados en el Capítulo 20.***

- ***utilizar diseños geométricos*** que minimicen la turbulencia de los fluidos en movimiento, cuando corresponda.

- ***utilizar diseños geométricos*** que permitan la rápida evacuación del agua de lluvia y el uso de goterones que minimicen la escorrentía de aguas por las superficies del hormigón.

- ***evitar los diseños geométricos con aristas vivas*** en los elementos estructurales que estarán sometidos a acciones de congelamiento y deshielo, agresividad química fuerte o muy fuerte y corrosión de armaduras.

- explicitar, para la vida útil en servicio, un ***plan de inspecciones sistemáticas*** destinadas al reconocimiento temprano de daños o indicios de daños y su oportuna reparación.

C 19.3.2.4. El control de la fisuración tiene distintos tratamientos en los Códigos de referencia. El ***Reglamento CIRSOC 201*** y el ***Código ACI 318*** requieren el control de deformaciones como un medio para limitar el ancho de fisuras debido a la incidencia de estas últimas en la corrosión de las armaduras de acero; pero no establecen anchos máximos de fisuras admisibles. Por el contrario, en los códigos europeos y en otros documentos del ACI, como el ACI 224R-01, se limitan explícitamente las fisuras. Por otra parte, indican claramente que la fisuración del hormigón reduce la vida útil en servicio por corrosión del acero. El fenómeno es especialmente importante en el caso de exposición a ambiente marino, sin perjuicio de que también se deba cuidar en otras clases de exposición. En nuestro medio, es habitual que en obras de infraestructura se requiera control de fisuración. Para estos casos se podrá utilizar el ***Capítulo 8 del Reglamento CIRSOC 200-2023***.

19.3.3. Requisitos de ejecución

C 19.3.3. Requisitos de ejecución

Complementando las indicaciones establecidas en el artículo 19.3.2, durante la construcción de la estructura se debe cumplir con las siguientes condiciones ***para asegurar la vida útil en servicio***:

- ***seleccionar los materiales*** según lo establecido en el ***Capítulo 3 del CIRSOC 200-2023*** o en el ***Capítulo 26*** de este Reglamento.

- ***determinar las proporciones de las mezclas*** según lo establecido en el artículo 4.2. del ***CIRSOC 200-2023.***

- ***producir y colocar en obra el hormigón en forma adecuada***, según lo establecido en los artículos 4.3. a 4.7. inclusive del ***CIRSOC 200-2023.***

- ***proteger y curar al hormigón en forma adecuada***, según lo establecido en el artículo 4.10. del ***CIRSOC 200-2023.***

Las disposiciones adoptadas en el diseño de la estructura (formas geométricas, recubrimientos, especificación de materiales y tipo de hormigón) no son suficientes para asegurar la vida útil en servicio de la estructura. Ellas deben ser complementadas con una realización correcta de la elección de los materiales, la elaboración y puesta en obra del hormigón y el curado de la estructura construida. Esta última operación es de muy especial importancia, teniendo en cuenta que la porosidad y la permeabilidad del hormigón del recubrimiento dependen de la eficiencia del curado, y que aquellas propiedades influyen decisivamente en los procesos de corrosión de las armaduras y otros mecanismos de degradación del hormigón.

19.3.4. Clasificación del medio ambiente

19.3.4.1. En las ***Tablas 19.3.1, 19.3.2, 19.3.3. y 19.3.4***, se especifican los ***tipos de ambientes*** o las ***clases de exposición*** para los cuales se establecen las medidas preventivas de protección.

La clasificación está referida a las condiciones establecidas en el artículo 19.3.1.3 (estructuras de hormigón expuesto), salvo que expresamente se indique lo contrario.

C 19.3.4. Clasificación del medio ambiente

C 19.3.4.1. Se ha optado por reunir en dos tablas a los ambientes naturales en los que puede estar emplazado un proyecto. Este criterio es el adoptado en códigos de referencia y ha sido utilizado en el ***Reglamento CIRSOC 201-05***. Asimismo, es coherente con lo expresado en el comentario al artículo C 19.1.2, en el cual se considera al medio ambiente como una acción sobre la estructura que debe ser identificada para luego establecer los criterios de protección correspondientes.

En la ***Tabla 19.3.1*** se indican las clases de exposición generales que producen degradación de las estructuras por corrosión de armaduras. La Tabla comienza por la ***exposición A1*** correspondiente a un medio no agresivo y luego se presentan distintas variantes de medios agresivos.
La ***Tabla 19.3.2*** comprende los ambientes con clases de exposición específicas, que producen la degradación de la estructura por fenómenos distintos de la corrosión de armaduras. Incluye acciones de congelación y deshielo, y el ataque químico por sustancias contenidas en los suelos y aguas de contacto con la estructura.

La división de los ambientes en las dos tablas no indica ningún tipo de prelación. Una estructura, o conjunto de elementos estructurales, podrá estar sometida a una clase de exposición general que produce corrosión de armaduras (***Tabla 19.3.1***) y a ninguna o a una clase de exposición específica que pueden producir degradación del hormigón (***Tabla 19.3.2***).

Tabla 19.3.1. Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras.

Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos típicos de estructuras con esta clase de exposición
A1	Ambiente seco o permanente sumergido		Carbonatación sin corrosión	Ambientes rurales con climas desérticos. Exteriores de edificios revestidos, interiores de edificios expuestos al aire con HR < 65 %, elementos enterrados en suelos permanentemente húmedos o sumergidos, hormigón masivo interior.	Tabiques, columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que reducen la difusión del CO_2. Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente.
A2	Ambientes húmedos excepcionalmente seco.		Corrosión por carbonatación	Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥ 65% o a condensaciones Estructuras exteriores no expuestas a la lluvia.	Exteriores de edificios y estructuras industriales protegidos de las lluvias. Interiores de edificios con humedad del aire alta o media. Sótanos no ventilados.
A3	Ambientes expuestos a ciclos de mojado y secado		Corrosión por carbonatación	Estructuras exteriores frecuentemente expuestas a las lluvias.	Elementos exteriores de estructuras de edificios, no revestidos, expuestos a las lluvias. Pavimentos armados. Elementos de estructuras para estacionamientos. Tableros y pilas de puentes. Túneles y pasos bajo nivel.

Tabla 19.3.1. (Cont.) Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras.

Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos típicos de estructuras con esta clase de exposición
CL1	Húmedo o sumergido, con cloruros de origen diferente del medio marino		Corrosión por cloruros	Superficies expuestas al rociado o la fluctuación del nivel de agua con cloruros Hormigón expuesto a aguas naturales contaminadas por desagües industriales	Fundaciones en contacto con aguas subterráneas Elementos de puentes
CL2	Expuesto a emanaciones de gas Cl_2			Superficies expuestas a emanaciones de gas cloro	Cubierta de piletas de natación. Cubierta de cisternas no ventiladas y cámaras de cloración en plantas de tratamiento de aguas.
M1	Marino	Al aire	Corrosión por cloruros	A más de 1 km de la línea de marea alta y contacto eventual con aire saturado de sales (*).	Construcciones alejadas de la costa, pero en la zona de influencia de los vientos cargados de sales marinas.
M2		Al aire	Corrosión por cloruros	A menos de 1 km de la línea de marea alta y contacto permanente o frecuente con aire saturado con sales	Construcciones próximas a la costa.
		Sumergidos	Corrosión por cloruros	Sumergidos en agua de mar, por debajo del nivel mínimo de mareas.	Estructuras de defensas costeras Fundaciones y elementos sumergidos de puentes y edificios en el mar
M3		Sumergidos	Corrosión por cloruros	En la zona de fluctuación de mareas o expuesto a salpicaduras del mar	Estructuras de defensas costeras, fundaciones y elementos de puentes y edificios

(*) La distancia máxima depende de la dirección de los vientos predominantes. Cuando provengan del mar, como ocurre en la mayor parte del litoral de la Provincia de Buenos Aires, la distancia máxima variará entre ***1 km y 10 km***. En la mayor parte de la Patagonia esta zona es inexistente. El Director del Proyecto deberá acotar los límites de aplicación de esta zona de agresividad.

Tabla 19.3.2. Clases de exposición específicas que pueden producir degradación en el hormigón distinta de la corrosión de armaduras.

Desig	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos típicos de estructuras con estas clases de exposición
C1	Congelación y deshielo	Sin sales desconge-lantes	Ataque por congelación y deshielo	Elementos en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa ambiente media superior al 75%, y con más de 5 nevadas anuales o dos meses de invierno con temperatura mínima media inferior a 0°C	Superficies expuestas a la lluvia o a atmósferas húmedas. Estructuras que contienen agua o la conducen.
C2		Con sales desconge-lantes	Ataque por congelación y deshielo y por sales desconge-lantes	Estructuras destinadas al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o dos meses de invierno con temperatura mínima media inferior a 0°C	Pistas de aterrizaje, caminos y tableros de puentes. Playas de estacionamiento y cocheras en los edificios Superficies verticales expuestas a la acción directa del rociado con agua que contiene sales descongelantes.
Q1	Ambientes con agresividad química	Moderado	Ataque químico	Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (***Tablas 19.3.3 y 19.3.4***). Exposición al agua de mar	
Q2		Fuerte		Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (***Tablas 19.3.3 y 19.3.4).***	
Q3		Muy fuerte		Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (***Tablas 19.3.3 y 19.3.4***).	
Q4		Muy fuerte		Estructuras destinadas a la conducción y/o tratamiento de líquidos cloacales que trabajan a pelo libre.	Conductos cloacales y cámaras en plantas de tratamiento

Tabla 19.3.3. Valores límites de sustancias agresivas en aguas de contacto.

Grado de ataque	Sulfatos solubles (SO_4^{2-})	Magnesio (Mg^{2+})	pH	Disolución de cal por ataque con ácido carbónico (CO_2^{2-})	Amonio (NH_4^+)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	mg/litro	mg/litro	----	mg/litro	mg/litro
Moderado	150 a 1500	300 a 1000	6,5 a 5,5	15 a 40	15 a 30
Fuerte	1500 a 10000	1000 a 3000	5,5 a 4,5	40 a 100	30 a 60
Muy fuerte	Mayor de 10000	Mayor de 3000	Menor de 4,5	Mayor de 100	Mayor de 60
(1); (2); (3) y (5)	Se determinarán con el método especificado en la norma IRAM 1872:2004.				
(4)	Se determinarán con el método especificado en la norma IRAM 1708:1998.				

Tabla 19.3.4. Valores límites de sustancias agresivas en suelos de contacto.

Grado de ataque	Sulfatos solubles (SO_4^{2-})	Grado de acidez Baumann – Gully modificado
	(1)	(2)
	% en masa	Nº
Moderado	0,10 a 0,20	Mayor de 20
Fuerte	0,20 a 2,00	----
Muy fuerte	Mayor de 2,00	-----

(1) Se determinará con el método especificado en la norma IRAM 1873:2004. Rev.2010
(2) Se determinará con el método especificado en la norma IRAM 1707-1:1998. Rev.2010

19.3.4.2. Se deben realizar estudios especiales para evaluar la agresividad y las medidas protectoras a incluir en el Proyecto o Diseño Estructural cuando las acciones del medio ambiente excedan el marco de las indicadas en las Tablas mencionadas en el artículo anterior.

C 19.3.4.2. Esto es de aplicación para los casos no incluidos en las ***Tablas 19.3.1 y 19.3.2*** y sus complementarias, ***Tablas 19.3.3 y 19.3.4***, y para aquellos que, si bien están incluidos, su complejidad no permite establecer en este Reglamento las correspondientes medidas preventivas de protección.

19.3.4.3. Cuando ***una estructura posea elementos estructurales sometidos a diferentes clases de exposición***, el Proyectista o Diseñador Estructural deberá agrupar los elementos estructurales que presenten condiciones similares de exposición y adoptar las medidas de protección que correspondan a cada grupo de elementos estructurales.

19.3.4.4. En el caso que una estructura o grupo de elementos estructurales esté expuesto a más de una de las clases de exposición tipificadas en las ***Tablas 19.3.1 a 19.3.2,*** en los Documentos del Proyecto se indicarán todas esas exposiciones separadas por un signo "+".

19.3.5. Sustancias agresivas al hormigón contenidas en aguas y suelos en contacto con las estructuras

C 19.3.5. Sustancias agresivas al hormigón contenidas en aguas y suelos en contacto con las estructuras

En las ***Tablas 19.3.3 y 19.3.4*** se clasifica el ***grado de ataque para el caso de aguas y suelos*** que contengan diferentes sustancias químicas agresivas que se pueden encontrar en contacto con las estructuras de hormigón. Dichas Tablas se deben aplicar con los siguientes criterios:

En el ***Anexo 2.1 del Capítulo 2 del CIRSOC 200-2023,*** se incluye una Tabla referida a la agresividad de las distintas sustancias químicas.

Si las condiciones difieren de las indicadas en la ***Tabla 19.3.3*** el caso deberá ser analizado por el Proyectista Estructural.

a) El ***grado de ataque debido a aguas agresivas*** se debe determinar de acuerdo con la ***Tabla 19.3.3***, con las siguientes aclaraciones:

- La ***Tabla 19.3.3*** es válida para ***ambientes de exposición*** (en contacto con la estructura), con temperaturas moderadas (medias anuales iguales o menores que ***25 ºC***) y aguas estacionarias o que se mueven lentamente (velocidad igual o menor que ***0,8 m/s***).

- Si el agua contiene una ***única sustancia agresiva***, ella determina el grado de ataque.

- Si el agua contiene ***dos* (2)** o ***más sustancias agresivas***, el grado de ataque será determinado para la concentración más severa de los agentes agresivos presentes. Si todas las concentraciones corresponden a un mismo grado de ataque, con valores que están dentro del cuarto superior del intervalo y en el caso del pH en el cuarto inferior del intervalo, se debe aumentar el grado de agresión al inmediato superior. Este incremento ***no se debe aplicar al agua de mar.***

- La agresión química del agua de mar en contacto con la estructura se debe equiparar al grado de ataque moderado de la ***Tabla 19.3.3.***

b) El ***grado de ataque del suelo de contacto*** se debe determinar de acuerdo con la ***Tabla 19.3.4***, con las siguientes aclaraciones:

- La ***Tabla 19.3.4*** es válida para estructuras en contacto con suelos saturados de agua en forma frecuente o permanente.

- En suelos de baja permeabilidad, con ***k*** menor de ***10^{-5} m/s***, el grado de ataque se puede reducir al grado inmediato anterior.

c) El ***grado de ataque*** a tener en cuenta en el Proyecto Estructural, es el máximo nivel que resulte de los puntos precedentes a) y b).

19.3.6. Medio ambiente agresivo

Cuando el ***medio ambiente sea agresivo*** según el artículo 19.3.5, el hormigón debe cumplir con los requisitos de la ***Tabla 19.3.5*** y con lo establecido en los artículos 19.3.7 a 19.3.17 que correspondan y en el ***Capítulo 8 del CIRSOC 200-2023*** cuando sea de aplicación.

Tabla 19.3.5. Requisitos de durabilidad para el hormigón de la estructura en función de la clase de exposición.

Requisitos	**Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 19.3.1 y 19.3.2 y sus complementarias 19.3.3 y 19.3.4.**										
	A1	**A2**	**A3**	**M1**	**CL1 M2**	**CL2 [3] M3**	**C1 [2]**	**C2 [2]**	**Q1**	**Q2**	**Q3 [3] Q4 [3]**
a) Razón ***a/c*** máxima [1]											
Hormigón simple	---0.60	---	---	---	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado[4]	0.60	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado[4]		0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) $f'_{cmín}$ (MPa)											
Hormigón simple	---	---	---	---	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45

[1] Cuando se use cemento portland más una o varias adiciones minerales activas incorporadas directamente en planta elaboradora se podrá reemplazar la razón agua/cemento (***a/c***) por la razón agua/material cementicio [$a/(c+x)$] que tenga en cuenta la suma del cemento (***c***) y la cantidad de la adición mineral activa (***x***) cuando se trate de puzolanas (IRAM 1668:1968. Rev.2015); de escorias (IRAM 1667:1990. Rev.2016); o humo de sílice (ASTM C1240).

[2] Debe incorporarse intencionalmente aire, en la cantidad requerida en la Tabla 4.3 del CIRSOC 200-2023.

[3] Cuando corresponda, se debe proteger a la estructura con una protección superficial adicional de eficacia comprobada. Ver también el artículo 2.2.9.3.c3) ó los artículos 2.2.10.6.b) y 2.2.11 del CIRSOC 200-2023.

[4] Cuando corresponda, el hormigón debe cumplir con el coeficiente de succión capilar y/o penetración de agua establecidos en el artículo 2.2.15 del CIRSOC 200-2023.

19.3.7. Contenido máximo de sulfatos en los agregados componentes del hormigón

Los ***contenidos máximos de sulfatos solubles en agua***, admitidos en los agregados componentes del hormigón deben cumplir con lo establecido en las ***Tablas 3.4 y 3.6 del CIRSOC 200-2023.***

19.3.8. Contenidos máximos de cloruros en el hormigón

Los ***contenidos máximos de cloruros solubles en agua en el hormigón*** endurecido, aportados por todos los materiales componentes, incluyendo los aditivos y eventualmente las adiciones minerales, deben ser iguales o menores que los límites fijados en la ***Tabla 19.3.6***. Asimismo, el hormigón debe cumplir los requisitos que se establecen en la ***Tabla 19.3.5***.

El ***contenido de cloruros en el hormigón endurecido*** se debe determinar a una edad comprendida entre ***28*** y ***45 días***, utilizando el método de la norma ***IRAM 1857:2000***. Para esta determinación, se utilizan probetas cilíndricas, preparadas y curadas de acuerdo con la ***IRAM 1524:2015*** o ***IRAM 1534:2018***, según corresponda. Estas probetas deben ser almacenadas en cámara húmeda, dentro de bolsas plásticas herméticamente cerradas a ***20 ± 1 ºC*** hasta la edad de ensayo.

En estudios preliminares se puede estimar el contenido total de cloruros que tendrá el hormigón endurecido, como sumatoria del aporte de sus materiales componentes. Si el valor estimado es menor que los límites indicados en la ***Tabla 19.3.6***, el contenido de cloruros del hormigón endurecido será admisible.

Para las clases de exposición ***Q1***; ***Q2***; ***Q3*** y ***Q4*** que además contengan cloruros en las soluciones o suelos de exposición, el contenido del máximo de cloruros en el hormigón endurecido de la ***Tabla 19.3.6*** se debe reducir a ***0,15***.

C 19.3.8. Contenidos máximos de cloruros en el hormigón

La estimación preliminar de los cloruros a partir del contenido de cada material constituyente del hormigón no sustituye la determinación de los cloruros solubles en agua según la norma ***IRAM 1857:2000***. El valor estimado de cloruros es diferente al contenido obtenido con el método de la citada norma, ya que los cloruros solubles en agua no tienen en cuenta los cloruros que se fijan en el proceso de hidratación del cemento. La diferencia depende del contenido y tipo de cemento utilizado, por lo que no se puede indicar una equivalencia generalizada.

Tabla 19.3.6. Contenido máximo de ion cloruro solubles en agua en el hormigón endurecido.

Hormigón	Clase de exposición	Contenidos máximos de ion cloruro (Cl^-) en el hormigón endurecido (IRAM 1857-2000)
		% en masa del cemento
Sin armar	Cualquier clase	1,20
Armado, con curado normal	CL1; CL2; M1; M2; M3; C2	0,15
	A1; A2; A3; C1; Q1; Q2; Q3; Q4	0,30
Armado, con curado a vapor	Cualquier clase	0,10
Pretensado	Cualquier clase	0,06

19.3.9. Agresividad por sulfatos

Cuando la agresividad del ambiente se origine por el ***contenido de sulfatos*** además de cumplir con lo establecido en los artículos 19.3.6, 19.3.7 y con los recubrimientos especificados en el ***Capítulo 20***, el hormigón deberá ser elaborado con el ***tipo de cemento*** que se establece en los artículos 2.2.9.1 a 2.2.9.4 del ***CIRSOC 200-2023.***

C 19.3.9. Agresividad por sulfatos

Ver el artículo C 2.2.9 del ***CIRSOC 200-2023.***

19.3.10. Agresividad por ácido biogénico

Este artículo se refiere a casos donde la agresividad se origine por ataque de ácido biogénico en estructuras destinadas a la conducción y/o tratamiento de líquidos cloacales, no ventiladas, que trabajan a pelo libre. Para mayor información referirse al artículo 2.2.10 del ***CIRSOC 200-2023.***

19.3.11. Medidas especiales de protección en ambientes con agresividad química

19.3.11.1. En los casos de ***fuerte agresividad***, cuando las medidas de protección que se adopten en el propio hormigón deban ser complementadas con ***protecciones superficiales adicionales***, éstas pueden tener una ***menor vida útil en servicio*** que la establecida en la vida útil del Proyecto Estructural. En estos casos, los Documentos del Proyecto deberán establecer la planificación del mantenimiento de la protección superficial.

19.3.11.2. Cuando la ***agresividad*** sea por bajo pH o por amonio, con grado de ataque muy fuerte (***Tabla 19.3.3***) o por emanación de gas cloro, se debe aplicar una ***protección superficial adicional de probada eficacia***.

19.3.12. Hormigón expuesto a congelación y deshielo

El hormigón de las estructuras que estarán sometidas a las ***exposiciones identificadas*** como ***C1*** o ***C2*** de la ***Tabla 19.3.2***, debe contener el volumen de aire intencionalmente incorporado en su masa especificado en el artículo 4.1.2. del ***CIRSOC 200-2023***.

C 19.3.12. Hormigón expuesto a congelación y deshielo

Complementariamente al contenido de volumen de aire intencionalmente incorporado, la máxima efectividad depende de la distribución de las burbujas en la pasta y su espaciado debería ser apropiado para prevenir el incremento de la presión interna. Entre los parámetros usados para evaluar el sistema de poros de aire incorporado, el ***factor de espaciamiento*** (determinado según el método descripto en la norma ASTM C457/C457M), con un valor máximo de aproximadamente ***0,20 mm***, es generalmente aceptado para obtener un hormigón con buena resistencia a la congelación y deshielo

19.3.13. Resistencia a la corrosión por carbonatación del hormigón del recubrimiento de la armadura

Para evitar la corrosión de las armaduras por carbonatación del hormigón, se deben aplicar los recubrimientos de armaduras indicados en el ***Capítulo 20*** y la clase de hormigón de la ***Tabla 19.3.5***. Los recubrimientos mencionados dependen

C 19.3.13. Resistencia a la corrosión por carbonatación del hormigón del recubrimiento de la armadura

Los requisitos aquí establecidos son necesarios para evitar la carbonatación del hormigón de recubrimiento y la consecuente corrosión de las armaduras de acero.

El planteo conceptual de este artículo es similar al

de la vida útil del Proyecto Estructural y se deben verificar cuando se exceda los ***50 años*** siguiendo los lineamientos especificados en los artículos 2.2.13.2/8 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

empleado por el ***Reglamento CIRSOC 201-05***, el Código ACI 318-2019 y el UE2:2010. Aplica para vida útil de hasta ***50 años***.

Para vida útil mayor se agrega una exigencia prestacional que se desarrolla en 2.2.13.2/8 del ***CIRSOC 200-2023***. Esta exigencia también tiene en cuenta la experiencia de las obras construidas en la Provincia de Buenos Aires.

19.3.14. Resistencia a la corrosión de la armadura en ambiente con cloruros

Los requisitos establecidos en la ***Tabla 19.3.5*** y los recubrimientos de armadura indicados en el ***Capítulo 20*** (cuando corresponda aplicarlos) son de aplicación obligatoria, con prescindencia de las protecciones superficiales y las medidas prestacionales adicionales.

Se debe cumplir con lo establecido en el artículo 2.2.14 del ***CIRSOC 200-2023***.

19.3.15. Coeficiente de succión capilar y penetración de agua

Los hormigones deberán tener un coeficiente de succión capilar igual o menor que los límites especificados dentro del artículo 2.2.15 del ***CIRSOC 200-2023.***

19.3.16. Reacción álcali – agregado (RAA)

Las estructuras de hormigón que durante su vida útil de diseño pudieran estar, en forma permanente o periódica, en contacto con agua, suelos húmedos o atmósferas con humedad relativa media anual superior al ***60 %*** y todos los elementos estructurales en los que la menor dimensión sea mayor a ***0,75 m***, deben ser construidas con un conjunto de materiales componentes (cemento, agregados, aditivos, adiciones minerales y agua) para los cuales esté comprobado que no se producen expansiones perjudiciales y/o deterioros como consecuencia de la ***reacción entre los álcalis y los agregados***, ***reacción álcali – agregado (RAA)***.

A ese efecto se debe cumplir con lo establecido en el artículo 2.2.16 del ***CIRSOC 200-2023***.

C 19.3.16. Reacción álcali – agregado (RAA)

Existen dos tipos de reacción álcali–agregado según la tipología del agregado que la produzca. Ellas se definen como ***reacción álcali-sílice (RAS)*** y ***reacción álcali-carbonato*** (***RAC)***. La ***RAS*** se produce cuando interviene un agregado silíceo, constituido por ciertas variedades de cuarzo, calcedonia, tridimita, cristobalita, ópalo, y vidrio volcánico. En la ***RAC*** interviene un agregado constituido por dolomita con un tamaño de grano promedio menor que ***50 μm*** y un contenido de residuo insoluble arcilloso mayor al ***5 %*** determinado según la norma ***IRAM 165007-2***.

19.3.17. Requerimientos prestacionales. Disposiciones complementarias.

19.3.17.1. El Proyectista Estructural podrá incorporar en los Documentos del Proyecto métodos para verificar las prestaciones requeridas al hormigón en la estructura o en los elementos estructurales construidos. Dichas verificaciones deberán estar referidas a métodos establecidos en normas IRAM, disposiciones CIRSOC o métodos de ensayo debidamente acreditados e incorporados a los Documentos del Proyecto.

C 19.3.17. Requerimientos prestacionales. Disposiciones complementarias.

C 19.3.17.1. Se recomienda que las verificaciones prestacionales de la estructura terminada incluyan, según corresponda, la comprobación de las propiedades mecánicas, terminación superficial, características geométricas, recubrimientos, penetración de agua a presión, permeabilidad al aire, succión capilar, color u otras características requeridas por el Proyecto. Las mismas serán determinadas por procedimientos y/o ensayos establecidos con el fin de certificar los procesos de construcción en forma integral. La realización de dichos

ensayos o procedimientos no deben comprometer la seguridad o durabilidad de la estructura terminada.

19.3.17.2. ***Cuando los requerimientos prestacionales no estén contemplados en los Documentos del Proyecto, el Director de Obra, con la conformidad del Proyectista o Diseñador Estructural podrá acordar con el Contratista la realización de verificaciones prestacionales en las condiciones establecidas en el artículo 19.3.17.1.***

19.4. REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGONES CON EXIGENCIAS PARTICULARES

Existen estructuras y elementos estructurales que requieren la utilización de hormigones con exigencias particulares.

Se recomienda, para mayor información, referirse al artículo 9.8 del ***CIRSOC 200-2023***.

19.5. REQUISITOS DE DURABILIDAD PARA EL MORTERO DE INYECCIÓN

El contenido de ión cloruro soluble en agua, en el mortero de inyección de cordones adheridos no debe exceder de ***0,06 %***, cuando se realice el ensayo de acuerdo con la ***norma IRAM 1857:2000***, medido como masa de ión cloruro con respecto a la masa de materiales cementicios.

CAPÍTULO 20. ARMADURA DE ACERO PROPIEDADES, DURABILIDAD Y ELEMENTOS EMBEBIDOS

20.1. CAMPO DE VALIDEZ

20.1.1. Este Capítulo se aplica al acero de las armaduras y contempla los siguientes temas:

- Propiedades del acero.
- Propiedades que se deben utilizar en el Proyecto Estructural.
- Requisitos de durabilidad, incluidos los requisitos mínimos especificados para el recubrimiento.

20.1.2. Los requisitos especificados en el artículo 20.6 se deben aplicar a los elementos embebidos en el hormigón.

C 20.1. CAMPO DE VALIDEZ

C 20.1.1. En este Capítulo se especifican los materiales permitidos para ser usados como armadura. Otros elementos metálicos, como insertos, pernos de anclajes o barras lisas usadas como pasadores en juntas de expansión o contracción, no se consideran normalmente como armadura bajo las disposiciones de este Reglamento. Este Reglamento no contempla la utilización de armadura constituida de polímeros reforzados con fibra (Fiber-reinforced polymer – FRP).

Hasta tanto se emita un documento específico con base en ACI 440.1R – Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars y ACI 440.2R – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Strengthening Concrete Structures, el lector puede consultar dichos documentos.

20.2. BARRAS, ALAMBRES Y MALLAS DE ACERO NO PRETENSADOS

En este Reglamento, las indicaciones relativas a los diámetros de las barras, los alambres o los cordones, y sus secciones transversales, se realizan en función de las dimensiones nominales de la armadura, de acuerdo con lo establecido en las normas IRAM-IAS correspondientes.

Los aceros empleados en las estructuras a construir en zonas sísmicas, definidas en el ***Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***, deben cumplir con las condiciones establecidas en el mismo.

C 20.2. BARRAS, ALAMBRES Y MALLAS DE ACERO NO PRETENSADOS

20.2.0. Simbología

A_t *alargamiento de rotura bajo carga, para cordones de 2, 3 y 7 alambres para estructuras de hormigón pretensado, en %.*

A_{10} *alargamiento porcentual de rotura, medido sobre una longitud igual a 10 veces el diámetro de la barra o alambre de acero, en %.*

f_{pu} *resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (corresponde a la resistencia a tracción, norma IRAM-IAS), en MPa.*

f_{py} *tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (corresponde al límite de fluencia al 1 % de alargamiento total, norma IRAM-IAS), en MPa.*

f_y *tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa (corresponde al límite de fluencia, norma IRAM-IAS), en MPa.*

f_{yt} *tensión de fluencia especificada de la armadura transversal no tesa (corresponde al límite de fluencia, norma IRAM-IAS), en MPa.*

L_0 *longitud de referencia para medir el alargamiento de rotura de los alambres, en mm.*

Q_t *carga de rotura en cordones de 2, 3 y 7 alambres para estructuras de hormigón pretensado, en kN.*

Q_1 *carga al 1 % de alargamiento total, en cordones de 2, 3 y 7 alambres para estructuras de hormigón pretensado, en kN.*

S_{max} *área de la sección nominal transversal del alambre de mayor diámetro de la unión de una malla soldada, en mm².*

20.2.1. Propiedades de los materiales

C 20.2.1. Propiedades de los materiales

20.2.1.1. Se deben utilizar ***exclusivamente barras de acero conformadas y alambres conformados***. Las barras y alambres de acero lisos sólo se pueden utilizar para la ejecución de espirales, estribos y zunchos.

20.2.1.2. Las ***barras y alambres de acero*** deben cumplir con los requisitos establecidos en las siguientes normas:

IRAM - IAS U 500-26	Alambres de acero para armadura en estructuras de hormigón.
IRAM - IAS U 500-96	Soldadura. Calificación de soldadores.
IRAM - IAS U 500-97	Barras de acero para armadura en estructuras de hormigón. Soldadura.
IRAM - IAS U 500-127	Soldadura por arco. Electrodos de acero de baja aleación, revestidos (AWS A 5.5).
IRAM – IAS U 500-138	Ente habilitante y entes de calificación y certificación de soldadores y operadores de soldadura.

IRAM – IAS U 500-166 Soldadura – Alambres y varillas de acero al carbono para procesos de soldadura por arco eléctrico con protección gaseosa (AWS A 5.18).

IRAM – IAS U 500-207 Barras de acero conformadas de dureza natural soldables, para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM – IAS U 500-502 Barras de acero laminadas en caliente, lisas y de sección circular para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM – IAS U 500-528 Barras de acero conformadas de dureza natural, para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM – IAS U 500-601 Soldadura por arco – Electrodos de acero al carbono, revestidos (AWS A 5.1).

20.2.1.3. En las ***Tablas 20.2.1 y 20.2.2*** se indican las principales características físicas y mecánicas de los aceros mencionados en el artículo 20.2.1.1. Para cada tipo de acero, el valor de la tensión de fluencia especificada, o de la tensión convencional de fluencia especificada, a utilizar como referencia para los diseños, es el valor correspondiente a la tensión de fluencia característica indicada en dichas Tablas.

Tabla 20.2.1. Barras de acero para armaduras en estructuras de hormigón.

		Barras de acero		
Designación de las barras de acero		**AL 220 AL 220 S**	**ADN 420**	**ADN 420 S**
Normas a las que responde		IRAM-IAS U 500-502	IRAM-IAS U 500-528	IRAM-IAS U500-207
Superficie		Lisa (L)	Conformadas (C)***	Conformadas (C)***
Diámetro nominal (d) (*)	mm	6 - 8 - 10 - 12 16 - 20 - 25	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40	6 - 8- 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40
Tensión de fluencia característica (**)	MPa	220	420	420
Resistencia a la tracción, característica (**)	MPa	340	500	500
Alargamiento porcentual de rotura característico (A_{10})	%	18	12	12
Diámetro del mandril de doblado. Ángulo de doblado 180º	mm	2 d	$d \leq 25$ 3,5 d d = 32 5,0 d d = 40 7,0 d	$d \leq 25$ 3,5 d d = 32 5,0 d d = 40 7,0 d

* Las normas IRAM-IAS designan al diámetro nominal de la barra o alambre como d mientras que en este Reglamento se designan como d_b

** Según se define en el artículo 20.2.0. Simbología.

*** Barra cuya superficie presenta salientes con el fin de aumentar su adherencia con el hormigón, también llamada nervurada.

Tabla 20.2.2. Alambres y mallas soldadas de acero para armaduras en estructuras de hormigón.

		Alambres de acero	Mallas soldadas de acero
Designación de los alambres y las mallas soldadas de acero		**ATR 500 N**	**AM 500 N**
Normas a las que responde		IRAM-IAS U 500-26	IRAM-IAS U500-06
Superficie		Conformados (C)***	Conformados (C)***
Diámetro nominal (d) (*)	mm	4 a 4,5 para armadura de distribución 5 a 12 para armadura resistente	4 a 4,5 para armadura de distribución 5 a 12 para armadura resistente
Tensión de fluencia característica (**)	MPa	500	500
Resistencia a la tracción, característica (**)	MPa	550	550
Alargamiento porcentual de rotura característico (A_{10})	%	6	6
Diámetro del mandril de doblado. Angulo de doblado 180º	mm	4 d	4 d

La resistencia al corte de las uniones soldadas en las mallas, expresada en kN, debe ser igual o mayor de $\mathbf{0{,}15}\boldsymbol{S_{max}}$.

$\boldsymbol{S_{max}}$ = Área de la sección nominal transversal del alambre de mayor diámetro de la unión soldada, expresada en mm^2.

* Las normas IRAM-IAS designan al diámetro nominal de la barra o alambre como $\boldsymbol{d}$ mientras que en este Reglamento se designan como $\boldsymbol{d_b}$

** Según se define en el artículo 20.2.0. Simbología.

*** Barra cuya superficie presenta salientes con el fin de aumentar su adherencia con el hormigón, también llamada nervurada.

20.2.1.4. Se podrán utilizar aceros conformados de dureza natural con tensión de fluencia característica o tensión convencional de fluencia característica igual a ***500 MPa***, que cumplan con la norma IRAM-IAS correspondiente, que se redactará al efecto.

20.2.1.5. Empalmes

Empalme mecánico: Para mayor información sobre las longitudes y demás detalles de los empalmes mecánicos consultar el artículo 25.5.

Empalme soldado: la soldadura de barras de acero se debe realizar respetando lo establecido a continuación.

a) Las barras a soldar en obra deben ser fácilmente soldables, con elementos de aporte que no requieran procedimientos especiales, y cumplir con los requisitos de carbono equivalente y composición química indicados en la norma ***IRAM-IAS U 500-502*** y ***U 500-207***.

b) Los materiales y métodos para realizar la soldadura de barras de acero deben cumplir lo establecido en la norma ***IRAM-IAS U 500-97***.

c) Los soldadores deben ser calificados según norma ***IRAM-IAS U 500-96***.

d) El tipo y ubicación de los empalmes y toda otra soldadura se debe indicar en los Documentos del Proyecto.

e) Lo establecido en los ítems a), b), c) y d) es de aplicación a los empalmes soldados, a las soldaduras de posicionamiento y a toda otra soldadura indicada en los Documentos del Proyecto. No están permitidas las soldaduras puntuales de posicionamiento y/o sujeción, que no se realicen con todos los requisitos exigidos en las normas ***IRAM-IAS U 500-96*** y ***U 500-97***.

20.2.1.6. Las barras conformadas con cabeza deben cumplir con la norma ASTM A970M, incluyendo los requisitos del Anexo A1 para dimensiones de las cabezas Clase HA, hasta tanto se desarrolle la norma IRAM-IAS correspondiente.

C 20.2.1.6. La limitación a las dimensiones de la cabeza a Clase HA contenidas en el Anexo A1 de la ASTM A970M se debe a la ausencia de datos de ensayos para barras conformadas con cabeza que no cumplen con los requisitos dimensionales de la Clase HA. Las cabezas que no cumplan con los requisitos de la Clase HA para las deformaciones de obstrucción y la configuración de la cara de apoyo han mostrado resistencias de anclaje menores que las cabezas utilizadas en los ensayos que sirvieron de base para los requisitos especificados en el artículo 25.4.4 (Shao et al., 2016).

20.2.1.7. Soldadura de barras en ampliación, reparación o modificación de estructuras existentes.

a) Cuando se deban soldar barras colocadas en estructuras existentes y se desconozca el tipo de acero de las mismas, se debe determinar previamente el carbono equivalente y verificar si las barras tienen endurecimiento mecánico en frío. A tal efecto:

   - se deben extraer muestras de las barras colocadas.
   - se debe determinar el carbono equivalente por análisis químico, según la norma ***IRAM - IAS U 500-207*** e ***IRAM-IAS U 500-502***.
   - se debe determinar el endurecimiento mecánico por metalografía o ensayo a tracción.

b) Si se comprueba que las barras tienen un procedimiento de endurecimiento mecánico en frío se prohíbe cualquier procedimiento de soldadura.

   Si los aceros son del tipo soldables según las normas ***IRAM-IAS U 500-502*** e ***IRAM-IAS U 500-207***, la soldadura deberá cumplir con los requisitos establecidos en el artículo 20.2.1.4.

   Si los aceros no son del tipo soldables según las normas ***IRAM-IAS U 500-502*** e ***IRAM-IAS U 500-207***, la soldadura se realizará utilizando métodos especiales, establecidos por convenio previo, según el artículo 4.6.1.3 de la norma ***IRAM-IAS U 500-502*** y el artículo 4.6.1.2 de la norma ***IRAM-IAS U 500-528***, y aprobados por el Director de Obra.

c) La extracción de las muestras de las barras colocadas se debe hacer de aquellos elementos de la estructura existente, próximos al lugar a soldar, que no se vean comprometidos por dicha extracción. Preferentemente no se deben extraer muestras en columnas.

d) Los Documentos del Proyecto deben establecer las precauciones a tomar para evitar daños en el hormigón existente por la transmisión de calor de la barra a soldar.

20.2.1.8. Mallas de alambres de acero soldadas para armaduras

20.2.1.8.1. Las mallas de alambres de acero soldadas para estructuras, deben cumplir con los requisitos establecidos en la norma ***IRAM-IAS U 500-06***.

20.2.1.8.2. En la ***Tabla 20.2.2*** se indican las principales características físicas y mecánicas que deben cumplir los alambres de acero para las mallas, que se establecen en la norma ***IRAM-IAS U 500-26***. Para cada tipo de acero, el valor de la tensión de fluencia especificada, o de la tensión convencional de fluencia especificada, a utilizar como referencia para los diseños, es el valor correspondiente a la tensión de fluencia característica indicada en dicha tabla.

20.2.1.8.3. Excepto en aquellos casos en que se permite utilizar armadura de alambre electrosoldado como estribos, de acuerdo con el artículo 25.7.1, la separación de las intersecciones soldadas en la armadura electrosoldada de alambre en la dirección de la tensión calculada no debe exceder las siguientes condiciones (a) o (b):

(a) ***400 mm*** para armadura electrosoldada de alambre conformado.

(b) ***300 mm*** para armadura electrosoldada de alambre liso.

20.2.2. Propiedades para el Proyecto Estructural

C 20.2.2. Propiedades para el Proyecto Estructural

20.2.2.1. Para barras y alambres no pretensados , la tensión menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación específica del acero. Para resistencias mayores a la correspondiente a f_y la tensión se debe considerar independientemente de la deformación específica e igual a f_y .

C 20.2.2.1. Para armadura conformada, resulta razonable suponer que la tensión es proporcional a la deformación específica para tensiones menores que la resistencia de fluencia especificada f_y . El aumento en la resistencia debido al efecto de endurecimiento por deformación de la armadura se desprecia en los cálculos de resistencia. En los cálculos de resistencia nominal, la fuerza que se desarrolla en la armadura sometida a compresión o a tracción se calcula como se indica a continuación:

si $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ (deformación específica de fluencia)

$$A_s f_s = A_s E_s \varepsilon_s$$

si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

donde ε_s es el valor en el diagrama de deformaciones específicas en el lugar donde está ubicada la armadura .

20.2.2.2. El módulo de elasticidad, E_s , para barras y alambres no pretensados se puede adoptar igual a ***200.000 MPa***.

20.2.2.3. La resistencia a fluencia de barras y alambres no pretensados para los cálculos del Proyecto se deben basar en el tipo de acero de la armadura especificada y no deben exceder de los valores especificados en el Reglamento según corresponda al elemento estructural.

20.2.2.4. Los tipos de barras y alambres de la armadura no pretensada deben ser especificados para las aplicaciones estructurales particulares y deben cumplir con lo indicado por el Reglamento para armadura conformada y para armadura lisa.

20.2.2.5. La armadura longitudinal conformada no pretensada que resista momentos, fuerza axial, o ambos, inducidos por el sismo se deben analizar siguiendo los lineamientos del ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

20.3. CORDONES, ALAMBRES Y BARRAS PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PRETEN-SADO

C 20.3. CORDONES, ALAMBRES Y BARRAS PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PRETEN-SADO

20.3.1. Propiedades de los materiales

20.3.1.1. Los cordones y alambres para pretensado deben cumplir con las siguientes normas:

IRAM-IAS U 500-03	Cordones de siete alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado.
IRAM-IAS U 500-07	Cordones de dos o tres alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado.
IRAM-IAS U 500-245	Alambres de acero conformados para estructuras de hormigón pretensado.
IRAM-IAS U 500-517	Alambres de acero liso para estructuras de hormigón pretensado.

Las ***Tablas 20.3.1, 20.3.2, 20.3.3a), 20.3.3b) y 20.3.4*** indican las principales características físicas y mecánicas, establecidas en cada una de las normas

mencionadas precedentemente.

20.3.1.2. Las barras de acero conformadas para armadura activa de estructuras de hormigón pretensado deben cumplir con la norma IRAM-IAS correspondiente, que se deberá redactar al efecto.

20.3.1.3. Acopio, identificación y manipuleo

20.3.1.3.1. Los ***alambres*** y ***cordones para estructuras de hormigón pretensado*** deben salir secos de fábrica, y durante su transporte deben ser protegidos de la lluvia.

20.3.1.3.2. Las barras, alambres, cordones y mallas de acero soldadas para armaduras se deben colocar sobre tirantes o durmientes con separadores de madera u otros materiales, con el fin de impedir que se mezclen los distintos tipos, diámetros y partidas de cada uno de ellos.

Los acopios se deben realizar separados del suelo o piso, como mínimo a una distancia de ***0,15 m***; debiendo adoptarse todas las medidas tendientes a evitar el crecimiento de malezas en el sector.

Según el uso al que estén destinados, se deben acopiar respetando las siguientes condiciones:

a) ***Aceros para armaduras de estructuras de hormigón***: bajo techo, o a la intemperie por un período no mayor de ***60 días***.

b) ***Acero para uso en hormigón pretensado***: bajo techo, en locales cerrados y aireados, y estibados de tal forma que circule aire entre los rollos. Cuando en los locales de almacenamiento la humedad relativa ambiente sea igual o mayor del sesenta por ciento (***60 %***), los mismos deben ser calentados para evitar la formación de agua de condensación.

20.3.1.3.3. Cada partida de barras, alambres, cordones y mallas de acero soldadas se debe identificar colocando un cartel visible en el espacio en que esté ubicada, donde conste el número del remito de envío, el tipo de acero y el diámetro del material de la partida.

Tabla 20.3.1. Alambres de acero liso con tratamiento termomecánico (BR - baja relajación) para estructuras de hormigón pretensado.

Designación de los alambres IRAM-IAS U 500-517 (*)	Diámetro nominal		Límite convencional de fluencia	Resistencia a la tracción	Alargamiento porcentual de rotura		Doblado alternado		Relajación máxima a 1000 h y 20 ºC, para una carga inicial expresada en % de la carga de rotura Q_t		
							Nº de dobrados	Radio del mandril	(Q_t = 1700 MPa × área nominal de cada alambre)		
			mínimo	mínima	mínimo	largo de referencia			Baja relajación BR		
			Rp 0,2	R	A_t	L_0			60 % Q_t	70 % Q_t	80 % Q_t
----	mm		MPa	MPa	%	mm	----	mm	%	%	%
APL – 1700	4		1500	1700	4,6	50	4	10	1	2	3
	5				5	50	4	15			
	7				5	70	4	20			

(*) Designación de los alambres: Los valores corresponden, aproximadamente, a la resistencia a la tracción nominal del acero, expresada en MPa.

Tabla 20.3.2. Alambres de acero conformado para estructuras de hormigón pretensado.

Designación de los alambres IRAM-IAS U 500-245 (*)	Diámetro nominal	Carga al 1 % de alargamiento total mínimo (**)	Carga de rotura mínima	Límite de fluencia mínimo	Resistencia a la tracción mínima	Alargamiento porcentual de rotura bajo carga en 200 mm mínimo	Doblado alternado	
							N° de doblados	Radio del mandril
		Q_1	Q_t	R_e	R	A_t		
----	mm	kN	kN	MPa	MPa	%	----	mm
APC – 1800	2,6	7,6	9,5	1431	1789	2,5	3	7,5
	3,4	13	16,2	1432	1784		3	10
	4,2	19,4	24,3	1396	1748		3	15
APC – 1680	6	43	47,7	1521	1687	2,5	2	15

(*) Designación de los alambres: Los valores corresponden, aproximadamente, a la resistencia a la tracción nominal del acero, expresada en MPa.

(**) La carga al ***1 %*** de alargamiento total se considera equivalente a la carga al ***0,2 %*** de deformación permanente.

Nota: Los valores de relajación se deben establecer por convenio previo con el fabricante y se deben verificar aplicando la norma IRAM-IAS U 500-114.

Tabla 20.3.3. Cordones de dos o tres alambres con tratamiento térmico, para estructuras de hormigón pretensado.

Designación del cordón IRAM – IAS U 500 – 07 (*)	Construcción del cordón (Nº de alambres × diámetro nominal)	Diámetro nominal de los alambres	Carga al 1 % de alargamiento total mínimo (**)	Carga de rotura mínima	Límite de fluencia mínimo	Resistencia a la tracción mínima	Alargamiento porcentual de rotura bajo carga en 200 mm mínimo
			Q_1	Q_t	R_e	R	A_t
----	----	mm	kN	kN	MPa	MPa	%
C 1950	2 × 2,25	2,25	13,2	15,6	1660	1962	2,5
	3 × 2,25	2,25	19,8	23,5	1660	1970	
	2 × 1,84	1,84	8,1	9,5	1523	1786	
C 1800	2 × 2,40	2,4	13,8	16,2	1525	1790	2,5
	3 × 2,40	2,4	20,7	24,3	1525	1791	
C 1750	3 × 3,00	3	31,5	37,1	1485	1749	2,5
C 1650	3 × 4,00	4	52,9	62,2	1403	1650	2,5

(*) Designación de los cordones: Los valores corresponden, aproximadamente, a la resistencia a la tracción nominal del acero, expresada en MPa.

(**) La carga al ***1 %*** del alargamiento total, se considera equivalente al ***0,2 %*** de deformación permanente.

Nota: Los valores de relajación se deben establecer por convenio previo con el fabricante y se deben verificar aplicando la norma IRAM-IAS U 500-114.

Tabla 20.3.3. Cordones de dos o tres alambres con tratamiento termomecánico (BR-baja relajación) para estructuras de hormigón pretensado.

Designación del cordón IRAM – IAS U 500 – 07 (*)	Construcción del cordón (Nº de alambres × diámetro nominal)	Diámetro nominal de los alambres	Carga al 1 % de alargamiento total (**)	Carga de rotura	Límite de fluencia	Resistencia a la tracción	Alargamiento porcentual de rotura bajo carga en 200 mm	Relajación máxima a 1000 h y 20 ºC, para una carga inicial expresada en % de la carga de rotura Q_t		
			mínima	mínima	mínimo	mínima	mínimo	Baja relajación BR		
			Q_1	Q_t	R_e	R	A_t	60 % Q_t	70 % Q_t	80 % Q_t
----	----	mm	kN	kN	MPa	MPa	%	%	%	%
C 1950	2 × 2,25	2,25	14,04	15,6	1766	1962	2,5	1	2	3
	3 × 2,25	2,25	21,15	23,5	1773	1970				
	2 × 1,84	1,84	8,55	9,5	1607	1786				
C 1800	2 × 2,40	2,4	14,58	16,2	1611	1790				
	3 × 2,40	2,4	21,87	24,3	1612	1791				
C 1750	3 × 3,00	3	33,39	37,1	1574	1749				
C 1650	3 × 4,00	4	55,98	62,2	1485	1650				

(*) Designación de los cordones: Los valores corresponden, aproximadamente, a la resistencia a la tracción nominal del acero, expresada en MPa.

(**) La carga al ***1 %*** del alargamiento total, se considera equivalente al ***0,2 %*** de deformación permanente.

Tabla 20.3.4. Cordones de siete alambres con tratamiento termomecánico (BR - Baja Relajación) para estructuras de hormigón pretensado.

Designación de los cordones IRAM – IAS U 500 – 03 (*)	Diámetro nominal de los cordones	Carga al 1 % de alargamiento total (**)	Carga de rotura	Límite de fluencia	Resistencia a la tracción	Alargamiento porcentual de rotura bajo carga en 200 mm	Relajación máxima a 1000 h y 20 °C, para una carga inicial expresada en % de la carga de rotura Q_t		
							Baja relajación BR		
		mínima	mínima	mínimo	mínima	mínimo			
		Q_1	Q_t	R_e	R	A_t	60 % Q_t	70 % Q_t	80 % Q_t
----	mm	kN	kN	MPa	MPa	%	%	%	%
C 1750	9,5	80,1	89	1546	1718	3,5	1	2,5	3,5
	12,7	144	160	1550	1722				
	15,2	216	240	1554	1727				
C 1900	9,5	92	102	1678	1860				
	12,7	166	184	1682	1864				
	15,2	235	261	1679	1864				
	15,7	251	279	1673	1860				

(*) Designación de los cordones: Los valores corresponden, aproximadamente, a la resistencia a la tracción nominal del acero, expresada en MPa.

(**) La carga al ***1 %*** del alargamiento total, se considera equivalente al ***0,2 %*** de deformación permanente.

20.3.2. Propiedades de diseño

20.3.2.1. El módulo de elasticidad para el acero de pretensado, E_p , se debe determinar mediante ensayos o ser informado por el Fabricante.

20.3.2.2. El valor de la resistencia a la tracción (corresponde a la resistencia a la tracción de la norma IRAM-IAS), f_{pu} , se debe basar en el grado o tipo de acero de pretensado especificado en las ***Tablas 20.3.1 a 20.3.4***.

20.3.2.3. Tensión en la armadura pretensada adherida para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps}

20.3.2.3.1. Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} con base en la compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los valores de f_{ps} , calculados con la expresión (20.3.2.3.1) para elementos con armadura de pretensado adherida siempre y cuando todo la armadura pretensada se encuentre en la zona de tracción y $f_{se} \geq 0{,}5 f_{pu}$.

$$f_{ps} = f_{pu}\left\{1-\frac{\gamma_p}{\beta_1}\left[\rho_p\frac{f_{pu}}{f'_c}+\frac{d}{d_p}\frac{f_y}{f'_c}(\rho-\rho')\right]\right\} \qquad (20.3.2.3.1)$$

donde γ_p cumple con la ***Tabla 20.3.2.3.1***.

Cuando se considere la armadura de compresión al calcular f_{ps} mediante la expresión (20.3.2.3.1), se debe cumplir con las siguientes condiciones (a) y (b):

(a) Si d' excede de $0{,}15 d_p$ la armadura de compresión no se debe tener en cuenta en la expresión (20.3.2.3.1).

(b) Si la armadura de compresión se incluye en la expresión (20.3.2.3.1), el término

$$\left[\rho_p\frac{f_{pu}}{f'_c}+\frac{d}{d_p}\frac{f_y}{f'_c}(\rho-\rho')\right]$$

no se debe adoptar menor que ***0,17***.

C 20.3.2. Propiedades de diseño

C 20.3.2.1. Los valores utilizados normalmente para propósitos de diseño de E_p usualmente están entre ***197000*** y ***200000 MPa***. Pueden ser necesarios valores más precisos, basados en ensayos o informes del Fabricante, para verificar el alargamiento durante el tesado.

C 20.3.2.3. Tensión en la armadura pretensada adherida para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps}

C 20.3.2.3.1. La expresión (20.3.2.3.1) puede subestimar la resistencia de las vigas con cuantías altas de armadura y, para evaluaciones más exactas de su resistencia, se debería emplear el método de compatibilidad de deformaciones específicas y equilibrio. Cuando parte de ese acero de pretensado esté en la zona de compresión, se debería utilizar el método de compatibilidad de deformaciones específicas y equilibrio.

El término γ_p en la expresión (20.3.2.3.1) y la ***Tabla 20.3.2.3.1*** reflejan la influencia que tienen los diferentes tipos de acero de pretensado en el valor de f_{ps} .

C 20.3.2.3.1(a). Cuando el valor de d' es grande, la deformación específica en la armadura de compresión puede ser considerablemente menor que su deformación específica de fluencia. En este caso, la armadura de compresión no influye en f_{ps} de manera tan favorable como lo presenta la expresión (20.3.2.3.1). Por esta razón, cuando d' excede $0{,}15 d_p$ la expresión (20.3.2.3.1) ***es aplicable sólo si no se considera la armadura de compresión.***

C 20.3.2.3.1(b). El término ρ' en la expresión (20.3.2.3.1) refleja el valor incrementado de f_{ps} obtenido cuando se coloca armadura de compresión en una viga con cuantía alta de armadura. Cuando el valor del término $\left[\rho_p f_{pu}/f'_c+(d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho-\rho')\right]$ es pequeño, la profundidad del eje neutro es pequeña, por lo tanto, la armadura de compresión no desarrolla su resistencia a la fluencia y la expresión (20.3.2.3.1) se vuelve no conservadora. Por esta razón, el término $\left[\rho_p f_{pu}/f'_c+(d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho-\rho')\right]$ no se puede adoptar menor de ***0,17*** cuando se tiene en cuenta la

Tabla 20.3.2.3.1. Valores de γ_p para usar en la expresión (20.3.2.3.1)

f_{py}/f_{pu}	γ_p
≥ 0,80	0,55
≥ 0,85	0,40
≥ 0,90	0,28

armadura de compresión al calcular f_{ps} . La armadura a compresión puede no tenerse en cuenta al emplear la expresión (20.3.2.3.1) haciendo ρ' igual a cero, caso en el cual el término $\left[\rho_p\, f_{pu}/f'_c+\left(d/d_p\right)\left(f_y/f'_c\right)\left(\rho-\rho'\right)\right]$ puede ser menor de ***0,17*** y, por lo tanto, se obtiene un valor mayor y correcto de f_{ps} .

Tabla C 20.3.2.3.1. Relación f_{py}/f_{pu} asociada con el tipo de armadura

Tipo de armadura de pretensado (*)	f_{py}/f_{pu}
Barras de pretensado de alta resistencia	≥ 0,85
	≥ 0,80
Alambres y cables liberados de tensiones	≥ 0,85
Alambres y cables de baja relajación	≥ 0,90
(*) aplicando las normas IRAM–IAS correspondientes.	

20.3.2.3.2. Para cordones pretesados, la tensión de cálculo del cordón, para las secciones de elementos ubicados dentro de una distancia ℓ_d , medida a partir del extremo libre del cordón, no debe ser mayor que la determinada según el artículo 25.4.8.3.

20.3.2.4. Tensión en el acero de pretensado no adherente para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps} .

C 20.3.2.4. Tensión en el acero de pretensado no adherente para el nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps} .

20.3.2.4.1. Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} , se pueden utilizar los valores de f_{ps} calculados por medio de la ***Tabla 20.3.2.4.1*** en aquellos elementos con acero de pretensado formado por cordones no adherentes, siempre que se verifique que:

$$f_{se} \geq 0{,}5 f_{pu}$$

C 20.3.2.4.1. El término $\mathbf{[f_{se}+70+f'_c/(300\rho_p)]}$ refleja los resultados de ensayos en elementos con cordones no adheridos y relaciones luz-altura mayores de ***35*** (losas en una sola dirección, placas planas y losas planas) (Mojtahedi and Gamble 1978). Estos ensayos indican que el término $\mathbf{[f_{se}+70+f'_c/(100\rho_p)]}$, antiguamente usado para todas las relaciones luz-altura, sobrestima el incremento de tensión en dichos elementos. Aunque estos mismos ensayos indican que la resistencia a momento de estos elementos de poca altura diseñados por medio del término $\mathbf{[f_{se}+70+f'_c/(100\rho_p)]}$ cumple con los requisitos de resistencia para la carga mayorada, este resultado refleja los efectos de los requisitos del Reglamento para armadura mínima adherida, así como la limitación a la tensión de tracción del hormigón, que con frecuencia controla la cantidad de tensión de pretensado utilizado.

Tabla 20.3.2.4.1. Valores aproximados de f_{ps} al nivel de resistencia nominal a flexión para cordones no adheridos

ℓ_n/h	f_{ps}	
≤ 35	El menor de	$f_{se}+70+f'_c/(100\rho_p)$
		$f_{se}+420$
		f_{py}
> 35	El menor de	$f_{se}+70+f'_c/(300\rho_p)$
		$f_{se}+210$
		f_{py}

20.3.2.5. Tensiones admisibles de tracción en aceros de pretensado

C 20.3.2.5. Tensiones admisibles de tracción en aceros de pretensado

20.3.2.5.1. La tensión de tracción en aceros de pretensado no debe ser mayor que los límites

C 20.3.2.5.1. A partir de la edición 1983 del Código ACI 318, se revisaron las tensiones admisibles en el acero de

especificados en la ***Tabla 20.3.2.5.1***.

Tabla 20.3.2.5.1. Tensiones máximas permitidas de tracción en aceros de pretensado

<table>
<tr><th>Etapa</th><th>Ubicación</th><th colspan="2">Tensión máxima de tracción</th></tr>
<tr><td rowspan="3">Durante el tesado</td><td rowspan="3">En el extremo del gato</td><td rowspan="3">Menor de:</td><td>$0{,}94f_{py}$</td></tr>
<tr><td>$0{,}80f_{pu}$</td></tr>
<tr><td>Máxima fuerza en el gato recomendada por el fabricante de los anclajes</td></tr>
<tr><td>Inmediatamente después de la transferencia</td><td>En los anclajes y conectores de postesado</td><td colspan="2">$0{,}70f_{pu}$</td></tr>
</table>

pretensado con el fin de reconocer el mayor límite de fluencia de los alambres y cordones de baja relajación (BR). Para este tipo de aceros de pretensado es más apropiado especificar las tensiones admisibles en función del límite de fluencia especificado, en lugar de la resistencia a la tracción mínima especificada.

Debido a las mayores tensiones iniciales admisibles del acero de pretensado, admitidas a partir de la edición 1983 del Código ACI 318, las tensiones finales pueden resultar mayores. El Proyectista o Diseñador Estructural se debe preocupar por establecer un valor límite a las tensiones finales cuando la estructura esté sometida a condiciones corrosivas o a cargas repetidas.

20.3.2.6. Pérdidas de pretensado

20.3.2.6.1. Las pérdidas de pretensado se deben tener en cuenta al calcular la tensión efectiva de tracción del acero de pretensado, f_{se} y se debe incluir de (a) hasta (f):

(a) Asentamiento en los anclajes del acero de pretensado durante la transferencia.

(b) Acortamiento elástico del hormigón.

(c) Fluencia lenta del hormigón.

(d) Contracción del hormigón.

(e) Relajación del acero de pretensado.

(f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los cordones de postesado.

20.3.2.6.2. Las pérdidas por fricción calculadas en cordones postensados se deben basar en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura determinados experimentalmente.

C 20.3.2.6. Pérdidas de pretensado

C 20.3.2.6.1. El ***Reglamento CIRSOC 802-2019***, artículo 5.9.5, presenta una guía que trata en detalle la estimación de las pérdidas de pretensado.

Las pérdidas reales, mayores o menores que los valores calculados, tienen poco efecto sobre la resistencia de cálculo del elemento, pero afectan el comportamiento bajo cargas de servicio (flechas, contraflechas, cargas de fisuración) y las conexiones. Al nivel de cargas de servicio, la sobreestimación de las pérdidas de pretensado puede ser tan dañina como la subestimación, puesto que lo primero puede resultar en una contraflecha excesiva y en un movimiento horizontal.

C 20.3.2.6.2. El valor estimativo de las pérdidas de pretensado por fricción está tratado en el artículo 5.9.5.2.2 del ***Reglamento CIRSOC 802-2019***. Los valores de los coeficientes de curvatura accidental y fricción a utilizar para aceros de pretensado y vainas o ductos de tipo especial se deberían obtener de los fabricantes de los cordones. Un estimativo irrealmente bajo de la pérdida por fricción puede conducir a contraflechas, o eventuales flechas inadecuadas, del elemento y a un pretensado inadecuado. Una sobrestimación de la fricción puede dar como resultado una fuerza extra de pretensado. Esto podría conducir a contraflechas excesivas y acortamientos del elemento estructural. Si se determina que los factores de fricción son menores que los supuestos en el Proyecto Estructural, la tensión en el cordón se debería ajustar para dar solamente la fuerza de pretensado requerida por el Proyecto Estructural en las partes críticas de la estructura.

Cuando pueda estar afectada la seguridad o el comportamiento en servicio de la estructura, el rango aceptable para las fuerzas de gateo u otros requisitos

limitantes, deben ser dados o aprobados por el Proyectista Estructural de acuerdo con las tensiones admisibles especificadas en los artículos 20.3.2.5 y 24.5.

20.3.2.6.3. Cuando se puedan presentar pérdidas de pretensado en un elemento estructural debido a la unión del mismo con una estructura adyacente, dichas pérdidas de pretensado se deben tener en cuenta en el Proyecto Estructural.

20.4. PERNOS CON CABEZA PARA ARMADURA DE CORTE

C 20.4. PERNOS CON CABEZA PARA ARMADURA DE CORTE

20.4.1. Los pernos con cabeza y sus ensamblajes deben cumplir con ***ASTM A1044M-16a***, hasta tanto se desarrolle la norma IRAM-IAS correspondiente.

C 20.4.1. La configuración de los pernos con cabeza para ser utilizados como armadura de corte difiere de la configuración de los pernos para corte del tipo que tiene cabeza descritos en la sección 7 de AWS D1.1 (2015) y a los que hace referencia el Capítulo 17 de este Reglamento (***Figura C 20.4.1***). Las relaciones entre la cabeza y el área transversal del fuste de los pernos AWS D1.1 varían entre ***2,5*** y ***4***. En cambio, la norma ASTM A1044M-16a exige que el área de la cabeza de los pernos soldados con cabeza sea al menos 10 veces el área del fuste. ***Por lo tanto, de acuerdo con la AWS D1.1, los pernos con cabeza no son adecuados para ser usados como pernos con cabeza para armadura de corte***. La base común, cuando se utiliza, ancla un extremo de los pernos; la norma ASTM A1044M-16a especifica el ancho y espesor del material de la base común para que sean suficientes para aportar el anclaje requerido sin fluencia para diámetros de los fustes de los pernos de ***9,5***, ***12,7***, ***15,9*** y ***19 mm***. En ASTM A1044M-16a, la resistencia mínima especificada para fluencia de los pernos con cabeza es de ***350 MPa***.

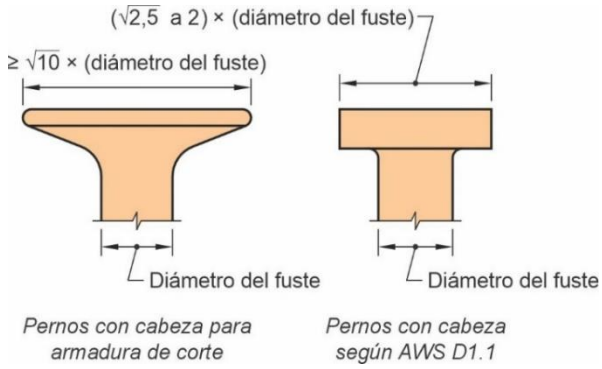


Figura C 20.4.1. *Configuraciones de los pernos con cabeza.*

20.5. DISPOSICIONES PARA LA DURABILIDAD DEL ACERO DE LA ARMADURA

C 20.5. DISPOSICIONES PARA LA DURABILIDAD DEL ACERO DE LA ARMADURA

20.5.1. Recubrimiento especificado de hormigón

C 20.5.1. Recubrimiento especificado de hormigón

Este artículo trata sobre el recubrimiento de hormigón sobre el acero de la armadura y no incluye los requisitos para el recubrimiento de los conductos, vainas, tubos y accesorios embebidos, los cuales están considerados en el artículo 20.6.5.

20.5.1.1. A menos que el Proyecto Estructural exija un recubrimiento mayor de hormigón para protección contra el fuego, el recubrimiento especificado mínimo debe cumplir con lo especificado en los artículos 20.5.1.2 hasta 20.5.1.4.

En el caso de requerir un mayor recubrimiento del hormigón por exposición al fuego se debe consultar el reglamento correspondiente a la jurisdicción del emplazamiento de la obra, conforme a lo indicado en el artículo 4.11.

C 20.5.1.1. El recubrimiento de hormigón para protección de la armadura contra la intemperie y otros efectos, se mide desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior del acero para el cual el requisito de recubrimiento aplica. Cuando se prescriba un recubrimiento de hormigón para una clase específica de elemento estructural, éste debe medirse hasta el borde exterior de los estribos abiertos, estribos cerrados o zunchos en espiral, si hay armadura transversal abrazando las barras principales; hasta la capa exterior de las barras, si se emplea más de una capa sin estribos; hasta los dispositivos metálicos de los extremos o las vainas en el acero de postesado; o hasta la parte externa de la cabeza en las barras con cabeza.

La condición "en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre" se refiere a exposiciones directas a cambios de la humedad y no sólo a cambios de temperatura. Las superficies inferiores de losas, por lo general no se consideran directamente "expuestas", a menos que estén expuestas a humedecimiento y secado alternados, incluyendo el debido a las condiciones de condensación o de filtraciones directas desde la superficie expuesta, circulación de agua, o efectos similares.

Este Reglamento permite utilizar métodos alternativos de protección de la armadura del hormigón a la intemperie si ellos son equivalentes al recubrimiento adicional requerido por el Reglamento. Cuando sea aprobado por la Autoridad Fiscalizadora según las disposiciones del artículo 1.4 de este Reglamento, la armadura con una protección alterna para exposición a la intemperie no puede tener un recubrimiento de hormigón menor que el recubrimiento requerido para armadura no expuesta a la intemperie.

Las longitudes de anclaje dadas en el Capítulo 25 son una función del recubrimiento de las barras. Como resultado, puede ser deseable en algunos casos usar recubrimientos más grandes que los mínimos especificados en el artículo 20.5.1.

20.5.1.2. Este Reglamento permite que toda la terminación o acabado superficial de un piso de hormigón se pueda considerar como parte del recubrimiento requerido a los fines de ***consideraciones no estructurales***.

C 20.5.1.2. Las capas de terminación de hormigón se pueden utilizar con fines no estructurales, tales como recubrimiento de la armadura y protección contra el fuego. Sin embargo, se deberían adoptar precauciones para asegurar que la terminación de hormigón no se desprenda, provocando una disminución en el recubrimiento. Además, de acuerdo con el artículo 20.5.1.3, las consideraciones para el anclaje de la armadura requieren un recubrimiento mínimo de hormigón construido monolíticamente.

20.5.1.3. Requisitos para el recubrimiento especificado de hormigón

C 20.5.1.3. Requisitos para el recubrimiento especificado de hormigón

20.5.1.3.1. Los elementos de hormigón no pretensados construidos in situ deben tener un ***recubrimiento especificado de hormigón para la armadura*** igual o mayor que el valor indicado en la ***Tabla 20.5.1.3.1***.

Tabla 20.5.1.3.1. Recubrimientos especificados mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2 (*)

	Condición	Recubrimiento especificado mínimo [mm]	
		para elementos bajo control de ejecución	**para el resto de los casos**
(a)	❑ **Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza** (**El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza**, indicado en el artículo 5.6.2.1.)	55	60
(b)	**Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre**		
	❑ para barras con d_b > ***16 mm***	40	45
	❑ para barras y alambres con $d_b \leq$ ***16 mm***	35	40
(c)	**Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:**		
	Losas, tabiques, nervaduras:		
	❒ para barras con d_b > ***32 mm***	≥ (d_b + 5 mm)	≥ (d_b + 10 mm)
	❒ para barras y alambres con $d_b \leq$ ***32 mm***	25 pero ≥ (d_b + 5 mm)	30 pero ≥ (d_b + 10 mm)
	Vigas, columnas:		
	❒ para armadura principal	35 pero ≥ (d_b + 5 mm)	40 pero ≥ (d_b + 10 mm)
	❒ para estribos abiertos y estribos cerrados	25	30
	❒ para zunchos en espiral	35	40

(*)
- Para las clases de exposición ***A3***, ***Q1*** y ***C1*** (ver ***Tabla19.3.1 y 19.3.2***), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un ***30 %***.
- Para las clases de exposición ***CL1, CL2, M1, M2, M3, C2, Q2*** y ***Q3*** (ver ***Tabla19.3.1 y 19.3.2***), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un ***50 %***.

Los valores de **recubrimiento especificado** se han determinado siguiendo los lineamientos del art. 2.2.13 del ***CIRSOC 200-2023***. En este Reglamento se emplea el término ***recubrimiento especificado*** en lugar de ***recubrimiento nominal***.

20.5.1.3.2. Los elementos de hormigón pretensado construidos in situ deben tener un ***recubrimiento especificado de hormigón para la armadura, vainas y accesorios de los extremos*** mayor o igual al valor especificado en la ***Tabla 20.5.1.3.2***.

Tabla 20.5.1.3.2. Recubrimientos especificados mínimos para hormigón colocado en obra (pretensado) para las clases de exposición A1 y A2 (*)

	Condición	Recubrimiento especificado mínimo [mm]	
		para elementos bajo control de ejecución	para el resto de los casos
(a)	❑ **Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza. (El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza).**	55	60
(b)	**Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre**		
	❑ para paneles de tabiques, losas y nervaduras	25	30
	❑ para otros elementos	35	40
(c)	**Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:**		
	Losas, tabiques, nervaduras	25	30
	Vigas, columnas:		
	❒ para armadura principal	35	40
	❒ para estribos, estribos cerrados y zunchos en espiral	25	30

(*)
- Para las clases de exposición ***A3, Q1*** y ***C1*** (ver ***Tabla 19.3.1 y 19.3.2*** los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un ***30 % .***
- Para las clases de exposición ***CL1, CL2, M1, M2, M3, C2, Q2*** y ***Q3*** (ver ***Tabla 19.3.1 y 19.3.2***), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un ***50 %***.
- Para los ***elementos de hormigón pretensado*** clasificados como ***Clase T*** o ***C*** en el artículo 24.5.2.1., expuestos a ambientes agresivos o corrosivos, o a otras condiciones severas de exposición, el ***recubrimiento mínimo de la armadura pretensada se deberá incrementar*** un ***50 %***. Esta exigencia se podrá obviar si se verifica que la zona de tracción precomprimida del elemento, no resulta traccionada bajo la acción de las cargas de larga duración.

Los valores de **recubrimiento especificado** se han determinado siguiendo los lineamientos del art. 2.2.13 del ***CIRSOC 200-2023***. En este Reglamento se emplea el término ***recubrimiento especificado*** en lugar de ***recubrimiento nominal***.

20.5.1.3.3. Los elementos de hormigón prefabricado, pretensados y no pretensados, fabricados bajo condiciones de control de planta deben tener un recubrimiento especificado de hormigón para la armadura, vainas y accesorios de los extremos mayor o igual al valor especificado en la ***Tabla 20.5.1.3.3***.

C 20.5.1.3.3. Los menores espesores de hormigón utilizados en la construcción prefabricada reflejan el mejor y mayor control de las dosificaciones, colocación y curado inherente a la prefabricación. El término ***fabricados en condiciones de control de planta*** no implica específicamente que los elementos prefabricados deban estar hechos en una planta. Los elementos estructurales prefabricados en la obra también se ubican dentro del campo de validez de este artículo siempre que el control de las dimensiones de los encofrados, la colocación de las armaduras, el control de calidad del hormigón y el procedimiento de curado sean semejantes a aquellos que normalmente se esperan en una planta.

El recubrimiento de hormigón para los cordones pretesados, como se describe en este artículo, aporta la protección mínima contra la intemperie u otros efectos. Este recubrimiento puede no ser suficiente para transferir o desarrollar la tensión en el cordón, por lo que puede ser necesario aumentar el recubrimiento por esta razón**.**

Tabla 20.5.1.3.3. Recubrimientos especificados mínimos para el hormigón prefabricado (elaborado en condiciones de control en planta), para las clases de exposición A1 y A2 (*)

	Condición	Recubrimiento especificado mínimo en [mm], elementos bajo control de ejecución
(a)	**Hormigón que una vez desencofrado está en contacto con el suelo o expuesto al aire libre**	
	Paneles para tabiques:	
	❒ para barras con d_b > ***32 mm*** y cables de pretensado con d_b > ***40 mm***	40
	❒ para barras y alambres con $d_b \leq$ ***32 mm*** y cables de pretensado con $d_b \leq$ ***40 mm***	20
	Otros elementos:	
	❒ para barras con d_b > ***32 mm*** y cables de pretensado con d_b > ***40 mm***	40
	❒ para barras con ***16 mm*** < $d_b \leq$ ***32 mm*** y cables de pretensado con ***15 mm*** < $d_b \leq$ ***40 mm***	30
	❒ para barras y alambres con $d_b \leq$ ***16 mm*** y cables de pretensado con $d_b \leq$ ***15 mm***	20
(b)	**Hormigón no expuesto a la acción del aire libre ni en contacto con el suelo:**	
	Losas, tabiques, nervaduras:	
	❒ para barras con d_b > ***32 mm*** y cables de pretensado con d_b > ***40 mm***	30
	❒ cables de pretensado con $d_b \leq$ ***40 mm***	20
	❒ para barras y alambres con $d_b \leq$ ***32 mm***	15
	Vigas, columnas:	
	❒ para armadura principal	d_b pero ≥ 15 y ≤ 40
	❒ para estribos, estribos cerrados y zunchos en espiral	20

(*)
- Para las clases de exposición ***A3, Q1*** y ***C1*** (ver ***Tabla 19.3.1 y 19.3.2***), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un ***30 %*** .
- Para las clases de exposición ***CL1, CL2, M1, M2, M3, C2, Q2*** y ***Q3*** (ver ***Tabla 19.3.1 y 19.3.2***), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un ***50 %***.

Los valores de **recubrimiento especificado** se han determinado siguiendo los lineamientos del art. 2.2.13 del ***CIRSOC 200-2023***. En este Reglamento se emplea el término ***recubrimiento especificado*** en lugar de ***recubrimiento nominal***.

20.5.1.3.4. Los elementos constitutivos de fundaciones profundas deben tener, como mínimo, el ***recubrimiento especificado de hormigón para la armadura*** indicado en la ***Tabla 20.5.1.3.4***.

Tabla 20.5.1.3.4. Recubrimientos especificados mínimos de hormigón para elementos constitutivos de fundaciones profundas, para clases de exposición A1 y A2 (*)

		Tipo de elemento constitutivo de la fundación profunda	Armadura	Recubrimiento especificado mínimo [mm]	
				para elementos bajo control de ejecución	para el resto de los casos
(a)	Hormigón colocado y en contacto permanente con el terreno, no rodeado por tubo de acero, sin camisa metálica permanente, ni en perfil de roca estable	Construido in situ	Todas	55	60
(b)	Hormigón rodeado por tubo de acero, con camisa permanente, o en perfil de roca estable	Construido in situ	Todas	40	45
(c)	Hormigón permanentemente en contacto con el terreno	Prefabricado no pretensado	Todas	40	N/A
		Prefabricado pretensado			
(*)	• Para las clases de exposición ***A3***, ***Q1*** y ***C1*** (ver ***Tabla 19.3.1 y 19.3.2***), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un ***30 %***. • Para las clases de exposición ***CL1, CL2, M1, M2, M3, C2, Q2*** y ***Q3*** (ver ***Tabla 19.3.1 y 19.3.2***), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un ***50 %***.				
Los valores de **recubrimiento especificado** se han determinado siguiendo los lineamientos del art. 2.2.13 del ***CIRSOC 200-2023***. En este Reglamento se emplea el término ***recubrimiento especificado*** en lugar de ***recubrimiento nominal***.					

20.5.1.3.5. El ***recubrimiento especificado mínimo de hormigón*** para los paquetes de barras debe ser mayor que el menor valor resultante entre:

- El ***diámetro equivalente del paquete de barras***, y

- ***50 mm***

y para hormigón construido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento especificado de hormigón debe ser de ***70 mm***.

20.5.1.3.6. Para los pernos con cabeza utilizados como armadura de corte, el ***recubrimiento especificado de hormigón*** para las cabezas y la base común debe ser mayor o igual que el requerido para la armadura en el elemento.

C 20.5.1.3.6. Los requisitos de ***recubrimiento especificado de hormigón*** para pernos con cabezas utilizados como armadura de corte se detallan en la ***Figura C 20.5.1.3.6***.

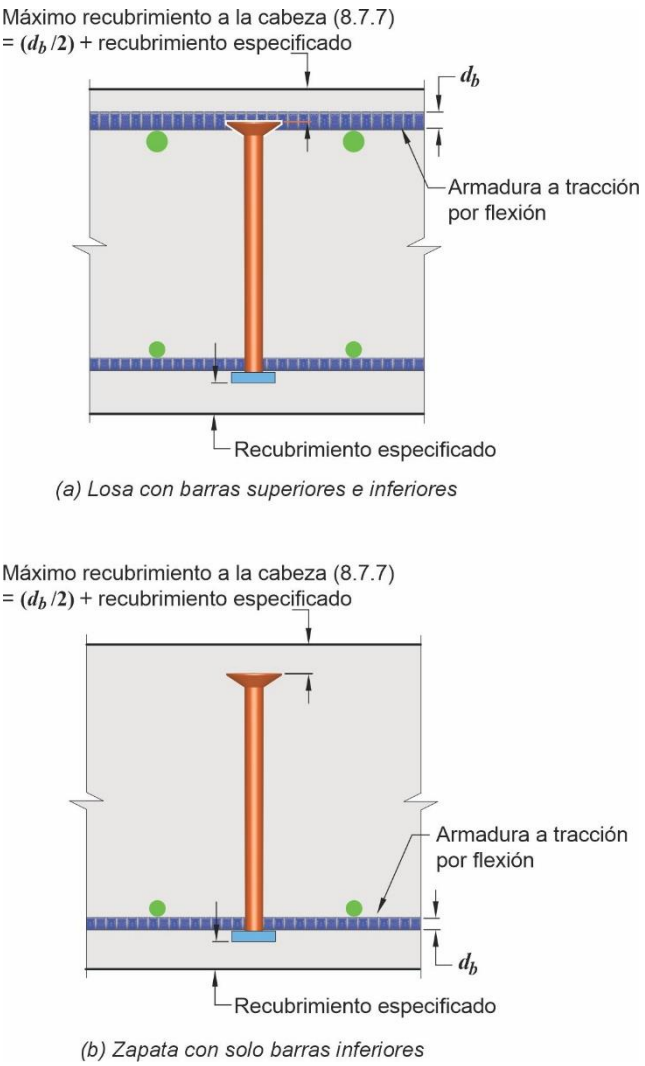


Figura C 20.5.1.3.6. *Recubrimiento de hormigón para pernos con cabeza utilizados como armadura de corte.*

20.5.1.3.7. Recubrimientos mínimos para clases de exposición ambiental distintas de A1 y A2.

Los **valores de los recubrimientos mínimos,** establecidos en los artículos **20.5.1.3.1.**, **20.5.1.3.2., 20.5.1.3.3. y 20.5.1.3.5**, corresponden a las **clases de exposición ambiental A1** y **A2** establecidas en las ***Tablas 19.3.1 y 19.3.2***.

Para las **clases de exposición A3, Q1** y **C1** los valores dados en los mencionados artículos se **deben incrementar** un **30 %** y para las clases **CL, M1, M2, M3, C2, Q2** y **Q3** en un **50 %**. Dichos incrementos pueden servir de orientación, pero se recomienda realizar el cálculo del recubrimiento de acuerdo con la clase de exposición y tiempo de vida útil de diseño de la estructura. Para más información ver el Capítulo 2 del ***CIRSOC 200-2023***.

20.5.1.4. Recubrimiento especificado de hormigón para ambientes corrosivos.

C 20.5.1.4. Recubrimiento especificado de hormigón para ambientes corrosivos.

Los ambientes corrosivos se encuentran definidos en el ***Capítulo 19***. En el documento ACI 362.1R se puede encontrar más información sobre corrosión de estructuras de estacionamientos.

20.5.1.4.1. En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, se debe aumentar el recubrimiento de hormigón cuando se considere necesario. Se deben cumplir los requisitos aplicables para el hormigón, de acuerdo con las categorías de exposición establecidas en el artículo 19.3, o bien, se debe disponer de otro tipo de protección.

C 20.5.1.4.1. Cuando el hormigón vaya a estar expuesto en condiciones de servicio a fuentes externas de cloruros, como por ejemplo sales descongelantes, agua salobre, agua marina, o salpicaduras de estas fuentes, debería ser dosificado para cumplir con los requisitos dados en el ***Capítulo 19*** para la clase de exposición aplicable. Estos requisitos comprenden máxima relación ***a/mc***, resistencia mínima para hormigón de peso normal y hormigón liviano, y contenido máximo de iones cloruro en el hormigón.

20.5.1.4.2. Para elementos de hormigón pretensado expuestos a medios corrosivos o a otras categorías severas de exposición como las definidas en el artículo 19.3, y que se encuentran clasificadas como Clase **T** o **C** en 24.5.2, el recubrimiento especificado de hormigón debe ser mayor o igual que ***1,5 veces*** el recubrimiento para las armaduras pretensadas de aquellos elementos construidos in situ indicados en los artículos 20.5.1.3.2 y 20.5.1.3.3 para elementos prefabricados de hormigón.

20.5.1.4.3. El requisito indicado en el artículo 20.5.1.4.2 se puede obviar siempre que la zona precomprimida de tracción no se encuentre en tracción bajo la acción de las cargas de larga duración.

20.5.2. Armadura recubierta no pretensada

C 20.5.2. Armadura recubierta no pretensada

Este Reglamento ***no contempla la utilización de barras, alambre y mallas de acero para armaduras revestidas con epoxi***.

20.5.3. Protección contra la corrosión de la armadura de pretensado no adherida

C 20.5.3. Protección contra la corrosión de la armadura de pretensado no adherida

20.5.3.1. Los aceros de pretensado no adheridos deben estar encapsulados en una vaina de postesado, y el espacio entre la armadura de pretensado y la vaina de postesado se debe llenar completamente con un material adecuado que inhiba la corrosión. La vaina de postesado debe ser impermeable y continua en toda la longitud no adherida.

C 20.5.3.1. El material para la protección contra la corrosión de los aceros de pretensado no adheridos podrá tener las propiedades indicadas en el artículo 19.1 del documento Breen et al. (1994).

Normalmente, la vaina de postesado es continua y está constituida por polietileno de alta densidad que es extruido sin dejar costuras directamente sobre el acero de pretensado recubierto.

20.5.3.2. La vaina de postesado debe estar conectada de manera impermeable a todos los anclajes ya sean de tesado, intermedios o fijos.

20.5.3.3. Todos los elementos que constituyen el sistema de pretensado con cables monocordón no adherentes se deben proteger contra la corrosión, de acuerdo con las especificaciones que se indican en

C 20.5.3.3. Hasta tanto se emita un documento específico sobre ***"Protección integral de sistemas de pretensado con cables monocordón no adherentes"*** se recomienda utilizar las prescripciones indicadas en el documento ACI 423.7-

el Comentario a este artículo.

14.

20.5.4. Protección contra la corrosión para cordones con mortero de inyección

C 20.5.4. Protección contra la corrosión para cordones con mortero de inyección

20.5.4.1. Las vainas para cordones que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables al mortero y no reactivos con el hormigón, con la armadura de pretensado, con el mortero de inyección y con los inhibidores de la corrosión.

20.5.4.2. Las vainas se deben mantener libres de agua.

C 20.5.4.2. El agua en las vainas puede causar corrosión y exudación y segregación del mortero de inyección de la armadura de pretensado y puede causar daño al hormigón circundante al congelarse. Se debería usar un inhibidor de corrosión con el objeto de aportar protección temporal contra la corrosión si el acero de pretensado queda expuesto por períodos prolongados a la humedad en las vainas antes de inyectar el mortero (ACI 423.7).

20.5.4.3. Las vainas para cables inyectados de un solo alambre, de un solo cordón, o de una sola barra, deben tener un diámetro interior, como mínimo de 6 mm o mayor que el diámetro de la armadura de pretensado.

20.5.4.4. Las vainas para alambres, cordones, cables o barras múltiples agrupadas que se vayan a inyectar con mortero de inyección deben tener un área transversal interior, como mínimo, igual a dos veces el área transversal de la armadura de pretensado.

20.5.5. Protección contra la corrosión para anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de postensado

C 20.5.5. Protección contra la corrosión para anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de postensado

20.5.5.1. Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

C 20.5.5.1. Para mayor información sobre protección, pueden consultarse los artículos 4.2 y 4.3 del trabajo de Mojtahedi and Gamble (1978) y los artículos 3.4, 3.6, 5, 6 y 6.3 del trabajo de Breen et al. (1994).

20.5.6. Protección contra la corrosión para cordones externos postensados

C 20.5.6. Protección contra la corrosión para cordones externos postensados

20.5.6.1. Los cordones externos y las regiones de anclaje de los cordones deben estar protegidas contra la corrosión.

C 20.5.6.1. Una protección contra la corrosión se puede obtener por medio de distintos métodos. La protección contra la corrosión que se aporte debería ser la adecuada para el medio ambiente en el que están situados los cordones. Algunas condiciones requieren que la armadura de pretensado esté protegida por un recubrimiento de hormigón o por mortero de inyección de cemento en vainas de polietileno o metal. Otras condiciones permiten la protección aportada por revestimientos tales como pintura o grasa. Los métodos de protección contra la corrosión deberían cumplir con los requisitos de protección contra el fuego, a menos que la instalación del postensado externo sea únicamente para mejorar el comportamiento en servicio.

20.6. ELEMENTOS EMBEBIDOS

20.6.1. Los elementos embebidos no deben afectar significativamente la resistencia de la estructura ni la protección contra el fuego.

20.6.2. Los materiales de los elementos embebidos no deben ser perjudiciales para el hormigón ni para las armaduras.

20.6.3. Los elementos embebidos de aluminio deben estar recubiertos o envueltos para impedir una reacción química del aluminio con el hormigón o una acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

20.6.4. Se debe colocar armadura con un área, como mínimo, igual a ***0,002*** veces el área de la sección de hormigón perpendicular a las tuberías embebidas.

20.6.5. El ***recubrimiento especificado de hormigón*** para tuberías embebidas con sus acoples debe ser, como mínimo, el especificado en el artículo 20.5.1.

C 20.6. ELEMENTOS EMBEBIDOS

C 20.6.1. Cualquier elemento embebido que no sea dañino para el hormigón o la armadura se puede colocar en el hormigón, pero el trabajo se debería realizar de tal manera que no se ponga en peligro la estructura. Se recomienda analizar, según corresponda, el documento ANSI/ASME Piping Code B31.1 para tuberías de potencia y B31.3 para tuberías de químicos y tuberías de petróleo. El Proyectista Estructural responsable del diseño debería utilizar reglamentos apropiados en el diseño y pruebas del sistema. Al Constructor no se le debería permitir instalar conductos, tubos, vainas, ductos, o encamisados que no estén mostrados en los documentos de construcción o no hayan sido aprobados por el Proyectista Estructural.

C 20.6.3. Este Reglamento prohíbe el uso de aluminio en hormigón estructural a menos que esté efectivamente recubierto o envuelto. El aluminio reacciona con el hormigón y, en presencia de iones cloruro, puede también reaccionar electrolíticamente con el acero, causando fisuración, descascaramiento, o ambos. Los conductos eléctricos de aluminio presentan problemas especiales porque las corrientes eléctricas parásitas aceleran las reacciones adversas. El artículo 26.4.2.2(f) prohíbe el uso de cloruro de calcio o cualquier aditivo que contenga cloruros en hormigones que contengan elementos embebidos de aluminio.

CAPÍTULO 21. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

21.1. ALCANCE

21.1.1. Este capítulo aplica a la selección de los factores de reducción de resistencia usados en el dimensionamiento, excepto en lo que se permite en el ***Capítulo 27***.

C 21.1. ALCANCE

C 21.1.1. Los propósitos de los factores de reducción de resistencia ϕ son:

(1) tener en cuenta la probabilidad de existencia de elementos con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones,

(2) tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de cálculo,

(3) reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida para el elemento sometido a los efectos de carga en consideración, y

(4) reflejar la importancia del elemento en la estructura (MacGregor, 1976; Winter, 1979).

21.2. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL Y CONEXIONES

21.2.1. Los factores de reducción de resistencia, ϕ, deben cumplir con la ***Tabla 21.2.1***, excepto lo modificado por 21.2.2, 21.2.3.

C 21.2. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL Y CONEXIONES

C 21.2.1. En este Reglamento, los factores de reducción de resistencia son compatibles con las combinaciones de carga del ASCE/SEI 7-10, cuyo texto se ha adaptado para el desarrollo del ***Reglamento CIRSOC 101-24*** y ***Reglamento CIRSOC 102-24***, las cuales forman la base para las combinaciones de mayoración de carga requeridas por el ***Capítulo 5***.

(e) Los resultados experimentales sobre zonas de anclaje de postesado (Breen et al. 1994) reflejan una amplia dispersión de resultados. Estos resultados se consideran usando un factor ϕ igual a ***0,85*** y limitando la resistencia nominal a compresión del hormigón no confinado en la zona general a $\mathbf{0,7\lambda f'_{ci}}$ en 25.9.4.5.2, donde λ se define en 19.2.4. En consecuencia, la resistencia efectiva de cálculo para hormigón no confinado es $\mathbf{0,85\times 0,7\lambda f'_{ci} = 0,6\lambda f'_{ci}}$ en la zona general.

(f) El comportamiento de la ménsulas cortas es controlado principalmente por corte; por lo tanto, se usa un solo valor de $\phi = \mathbf{0,75}$ para todos los modos potenciales de falla.

(i) El factor de resistencia, ϕ, para los elementos de hormigón simple se ha hecho igual para todos los modos de falla potenciales. Dado que tanto la resistencia a tracción por flexión como la resistencia a corte para el hormigón simple dependen de las características de resistencia a tracción del hormigón, sin una reserva de resistencia o ductilidad por la ausencia de la armadura, se ha considerado apropiado

usar factores de reducción de la resistencia iguales tanto para flexión como para corte.

Tabla 21.2.1. Factores de reducción de resistencia, ϕ

Acción o Elemento estructural		ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los cordones no se han anclado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Corte	0,75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras proyectadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0,75	—
(d)	Aplastamiento	0,65	—
(e)	Zonas de anclajes de postesado	0,85	—
(f)	Ménsulas cortas	0,75	—
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo dimensionadas de acuerdo con el método puntal-tensor del ***Capítulo 23***	0,75	—
(h)	Componentes de conexiones de elementos prefabricados controlados por fluencia de elementos de acero a tracción	0,90	—
(i)	Elementos de hormigón simple	0,60	—
(j)	Anclajes en elementos de hormigón	0,45 a 0,75 de acuerdo con el ***Capítulo 17***	—

21.2.2. El factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados debe ser el dado por la ***Tabla 21.2.2***.

C 21.2.2. La resistencia nominal de un elemento sometido a momento, fuerza axial o a una combinación de fuerza axial y momento se alcanza cuando la deformación específica en la fibra extrema en compresión es igual al límite de deformación específica supuesto de ***0,003***. La deformación neta de tracción, ε_t , es la deformación específica de tracción calculada en la armadura longitudinal más traccionada en el estado de resistencia nominal, sin considerar las deformaciones específicas debidas al pretensado, fluencia lenta, contracción y temperatura. La deformación específica neta de tracción en la armadura longitudinal más traccionada se determina a partir de una distribución de deformaciones específicas lineal en el estado de resistencia nominal, como se aprecia en la ***Figura C 21.2.2a*** para un elemento no pretensado.

Los elementos sometidos solamente a compresión axial se consideran controlados por compresión y los elementos sometidos solamente a tracción axial se consideran controlados por tracción.

Cuando la deformación unitaria neta de tracción de la armadura longitudinal más traccionada es suficientemente grande **($\geq \varepsilon_{ty} + 0,003$)**, la sección se define como controlada por tracción, para la cual se puede esperar una clara advertencia previa de falla con flechas y fisuración excesivas. El límite de **($\geq \varepsilon_{ty} + 0,003$)** provee suficiente ductilidad en la mayoría de los casos. En la versión anterior del presente Reglamento, el límite del comportamiento controlado por tracción estaba definido

como ε_t **= 0,005**, establecido primariamente con base en armaduras pasivas con f_y **= 420 MPa** y armaduras pretensadas, con algunas consideraciones basadas en armaduras pasivas con resistencias mayores (Mast 1992). A partir del presente Reglamento, para tener en cuenta armaduras pasivas de mayor resistencia, el límite de comportamiento controlado por tracción de ε_t en la ***Tabla 21.2.2*** se define como ε_{ty} **+ 0,003**. Esta expresión es congruente con la recomendación de Mast (1992) para el caso general de armaduras con resistencias diferentes a ***420 MPa***, y resultados de ensayos que muestran que la expresión conduce a elementos con ductilidad adecuada.

Una condición donde se requiere una ductilidad mayor corresponde a la redistribución de momentos en elementos continuos y pórticos, la cual está cubierta en 6.6.5. Dado que la redistribución de momentos depende de la ductilidad disponible en las zonas de articulación plástica, la redistribución de momentos se limita a secciones que tengan una deformación específica neta de tracción de al menos ***0,0075***.

Cuando la deformación específica neta de tracción en la armadura longitudinal más traccionada es pequeña ($\leq \varepsilon_{ty}$), se puede esperar una condición de falla frágil por compresión, sin advertencia clara de una falla inminente. Con anterioridad, en el documento ***CIRSOC 201-05***, el límite de deformación unitaria controlada por compresión se definía como ***0,002*** para armaduras con f_y **= 420 MPa** y todas las armaduras pretensadas, pero no estaba definido explícitamente para otros tipos de armaduras. El límite de deformación específica controlado por compresión, ε_{ty} , se define en 21.2.2.1 y 21.2.2.2 para las armaduras pasivas conformadas y pretensadas, respectivamente.

Normalmente las vigas y losas están controladas por tracción, en cambio las columnas pueden estar controladas por compresión. Algunos elementos, como aquellos con carga axial pequeña y momento a flexión grande, tienden a tener deformaciones específicas netas de tracción en la armadura más traccionada dentro de los límites de ε_{ty} y **(**ε_{ty} **+ 0,003)**. Estas secciones se encuentran en una región de transición entre las secciones controladas por compresión y las controladas por tracción.

Esta sección prescribe los factores de reducción de resistencia aplicables a las secciones controladas por tracción y las secciones controladas por compresión, y para los casos intermedios en las regiones de transición. La expresión **(**ε_{ty} **+ 0,003)** define en la ***Tabla 21.2.2*** el límite para ε_t para comportamiento controlado por tracción. Para las secciones sometidas a combinación de fuerza axial y momento, las resistencias de cálculo se determinan multiplicando tanto P_n como M_n por el valor único apropiado de ϕ.

Para las secciones controladas por compresión, se usa un factor ϕ menor que para las secciones controladas por tracción porque las secciones controladas por compresión tienen menor ductilidad, son más sensibles a las

variaciones en la resistencia del hormigón y generalmente se presentan en elementos que soportan áreas cargadas mayores que los elementos con secciones controladas por tracción. A las columnas con zuncho en espiral se les asigna un factor ϕ mayor que a las columnas con otro tipo de armadura transversal porque las columnas con zunchos en espiral tienen mayor ductilidad y tenacidad. Para las secciones que se encuentran dentro de la región de transición, el valor de ϕ puede ser determinado por interpolación lineal, como se aprecia en la ***Figura C 21.2.2b***.

21.2.2.1. Para armaduras pasivas conformadas, ε_{ty} debe ser igual a f_y / E_s . Para armaduras pasivas conformadas con f_y = **420 MPa**, se permite tomar ε_{ty} igual a ***0,002***.

21.2.2.2. Para las armaduras pretensadas, ε_{ty} debe tomarse como ***0,002***.

Tabla 21.2.2. Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación específica neta de tracción, ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de armadura transversal			
		Zunchos en espiral que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\varepsilon_t \le \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0,75	(a)	0,65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0{,}003$	Transición[1]	$0{,}75 + 0{,}15\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0{,}003)}$	(c)	$0{,}65 + 0{,}25\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0{,}003)}$	(d)
$\varepsilon_t \ge \varepsilon_{ty} + 0{,}003$	Controlada por tracción	0,90	(e)	0,90	(f)

[1] Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

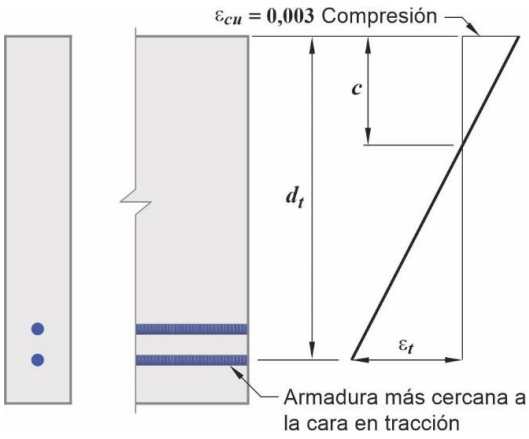


Figura C 21.2.2a. *Distribución de deformaciones específicas y deformación específica neta de tracción en un elemento no pretensado.*

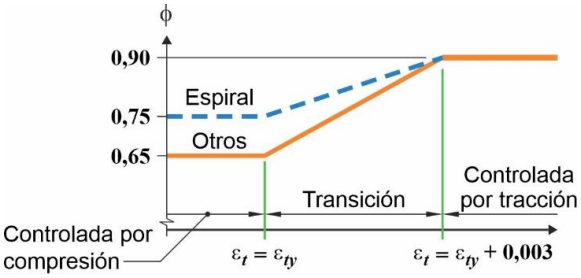


Figura C 21.2.2b. *Variación de* ϕ *con la deformación específica neta de tracción en el acero extremo a tracción* ε_t .

21.2.3. Para secciones en elementos flexionados pretensados donde no todos los cordones están anclados completamente (distancia al extremo del elemento menor que la longitud de anclaje), ϕ para momento debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 21.2.3***, donde ℓ_{tr} se calcula con la ecuación (21.2.3), donde ϕ_p es el valor de ϕ determinado de acuerdo con la ***Tabla 21.2.2*** en la sección transversal más cercana al extremo del elemento donde todos los cordones están anclados y ℓ_d se obtiene de acuerdo con 25.4.8.1.

$$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{21} \right) d_b \qquad (21.2.3)$$

C 21.2.3. Si se presenta una sección crítica en una zona donde no todos los cordones se han anclado completamente, la falla puede ocurrir por adherencia. Ese tipo de falla se asemeja a una falla frágil por corte, de ahí la exigencia de un valor ϕ reducido para flexión con respecto al valor de ϕ de una sección donde todos los cordones se han anclado completamente. Para las secciones que se encuentran entre el final de la longitud de transferencia y el final de la longitud de anclaje, el valor de ϕ puede ser determinado por interpolación lineal, como se muestra en la ***Figura C 21.2.3a***, donde ϕ_p corresponde al valor de ϕ en la sección transversal más cercana al extremo del elemento donde todos los cordones están totalmente anclados.

Cuando la adherencia de uno o más cordones no se extienda hasta el extremo del elemento, en vez de un análisis más riguroso, ϕ debería tomarse como ***0,75*** desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia del cordón teniendo en cuenta la mayor longitud no adherida. Más allá de este punto, ϕ puede variar de manera lineal a ϕ_p en la sección transversal donde se han anclado todos los cordones, como se muestra en la ***Figura C 21.2.3b***. Alternativamente, el valor de ϕ puede tomarse como ***0,75*** hasta llegar al punto donde todos los cordones están completamente anclados. Se considera que el embebido del cordón no adherido se inicia en el punto donde terminan las vainas que inhiben la adherencia. Más allá de ese punto, las disposiciones de 25.4.8.1 se usan para determinar si los cordones se anclan en una longitud ℓ_d ó $2\ell_d$ dependiendo de la tensión calculada en la zona de tracción precomprimida bajo cargas de servicio (***Figura C 21.2.3b***).

Tabla 21.2.3. Factor de reducción de resistencia, ϕ , para secciones cercanas al extremo de elementos pretensados

Condición cercana al extremo del elemento	Tensión en el hormigón bajo carga de servicio [1]	Distancia desde el extremo del elemento hasta la sección en consideración	ϕ	
Todos los cordones adheridos	No aplica	$\leq \ell_{tr}$	0,75	(a)
		ℓ_{tr} a ℓ_d	Interpolación lineal entre 0,75 y ϕ_p [2]	(b)
Uno o más cordones con adherencia inhibida	Los cálculos no indican tracción	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0,75	(c)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ a $(\ell_{db} + \ell_d)$	Interpolación lineal entre 0,75 y ϕ_p [2]	(d)
	Los cálculos indican tracción	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0,75	(e)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ a $(\ell_{db} + 2\ell_d)$	Interpolación lineal entre 0,75 y ϕ_p [2]	(f)

[1] La tensión calculada en la fibra extrema de hormigón de la zona de tracción precomprimida bajo cargas de servicio después del ajuste debido a todas las pérdidas de pretensado en la sección en consideración, usando las propiedades de la sección transversal bruta.

[2] Se permite usar un factor de reducción de resistencia de ***0,75***.

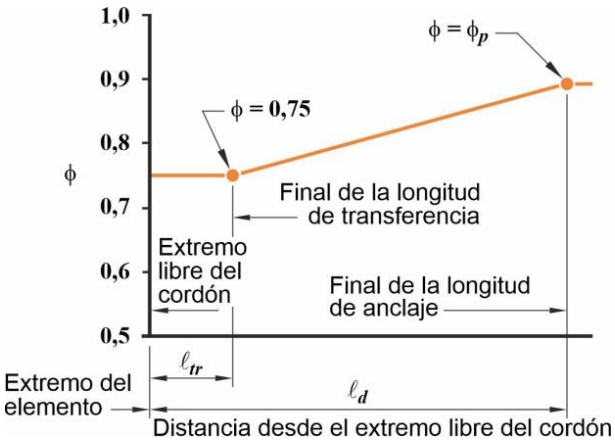
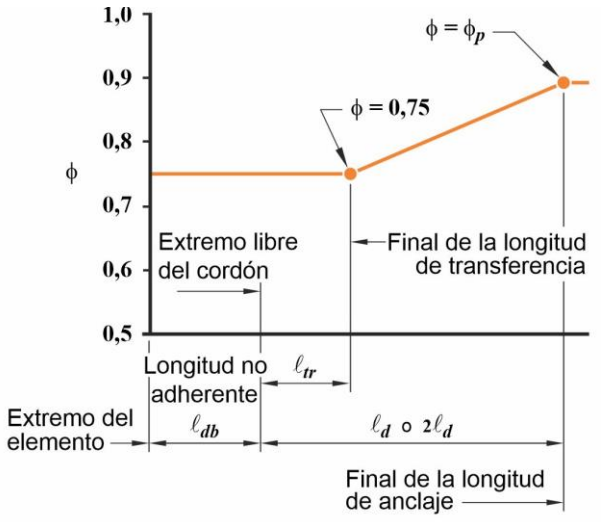


Figura C 21.2.3a. *Variación de ϕ con la distancia desde el extremo libre del cordón en elementos pretensados con cordones completamente adheridos.*



Nota: La localización del final de la longitud de anclaje depende de las tensiones calculadas, bajo cargas de servicio, en la fibra extrema de hormigón de la zona de tracción precomprimida.

Figura C 21.2.3b. *Variación de ϕ con la distancia desde el extremo libre del cordón en elementos pretensados con cordones con adherencia inhibida.*

21.2.4. Para elementos sismorresistentes el valor del factor de minoración de resistencia ϕ se establece en ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

CAPÍTULO 22. RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS

22.1. ALCANCE

C 22.1. ALCANCE

22.1.1. Los requisitos de este capítulo se aplican al cálculo de la resistencia nominal de las secciones de elementos, incluyendo de (a) hasta (g):

(a) Resistencia a flexión.

(b) Resistencia axial o resistencia a flexión combinada con resistencia axial.

(c) Resistencia a corte en una dirección.

(d) Resistencia a corte en dos direcciones.

(e) Resistencia a torsión.

(f) Aplastamiento.

(g) Corte por fricción.

C 22.1. Los requisitos de este capítulo aplican donde se evalúe la resistencia de secciones críticas de elementos.

22.1.2. Se deben cumplir los requisitos de resistencia para secciones establecidos en este capítulo a menos que el elemento o región del elemento se haya calculado de acuerdo con el ***Capítulo 23***.

C 22.1.2. El ***Capítulo 23*** presenta los métodos para el cálculo de Regiones-D donde no aplican los métodos basados en la resistencia de secciones.

22.1.3. La resistencia de cálculo de la sección debe tomarse como la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia aplicable, ϕ, dado en el ***Capítulo 21***.

22.2. HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA RESISTENCIA A FLEXIÓN Y A CARGA AXIAL

C 22.2. HIPÓTESIS DE CÁLCULO PARA RESISTENCIA A FLEXIÓN Y A CARGA AXIAL

22.2.1. Equilibrio y compatibilidad de deformaciones

C 22.2.1. Equilibrio y compatibilidad de deformaciones

22.2.1.1. La condición de equilibrio debe satisfacerse en todas las secciones.

Deben satisfacerse dos condiciones fundamentales cuando se calcula la resistencia a flexión y fuerza axial por medio del método de cálculo por resistencia del Reglamento: 1) equilibrio y 2) compatibilidad de deformaciones específicas. Equilibrio se refiere al balance de las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección transversal para las condiciones de resistencia nominal. La relación entre la tensión y la deformación específica del hormigón y la armadura, para condiciones de resistencia nominal, se establece dentro de las hipótesis de cálculo permitidas por 22.2.

22.2.1.2. Las deformaciones específicas en el hormigón y en las armaduras no pretensadas deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

C 22.2.1.2. Es razonable suponer una distribución lineal de la deformación específica a través de una sección transversal de hormigón armado (las secciones planas se mantienen planas), aún cerca de la resistencia nominal, excepto en los casos que se describen en el ***Capítulo 23***.

La deformación específica tanto en las armaduras no pretensadas como en el hormigón se supone directamente proporcional a la distancia desde el eje neutro. Esta hipótesis es de primordial importancia en el cálculo para determinar la deformación específica y la tensión correspondiente en la armadura.

22.2.1.3. Las deformaciones específicas en el hormigón pretensado y en las armaduras de pretensado adherentes y no adherentes deben incluir la deformación específica debida al pretensado efectivo.

22.2.1.4. La variación de la deformación específica para la armadura de pretensado adherente debe suponerse proporcional a la distancia desde el eje neutro.

C 22.2.1.4. La variación de la deformación específica para las armaduras de pretensado adherentes depende únicamente de la variación de la deformación específica en la sección bajo consideración. Para armaduras de pretensado no adherentes, la variación de la deformación específica depende de las cargas externas, la ubicación de la armadura, y las condiciones de borde a lo largo de la longitud de la armadura. Las ecuaciones de este Reglamento para calcular f_{ps} de los cordones no adherentes, presentadas en 20.3.2.4, han sido correlacionadas con los resultados de ensayos.

22.2.2. Hipótesis de cálculo para el hormigón

C 22.2.2. Hipótesis de cálculo para el hormigón

22.2.2.1. La máxima deformación específica del hormigón en la fibra extrema sometida a compresión debe suponerse igual a ***0,003***.

C 22.2.2.1. La máxima deformación específica para aplastamiento del hormigón por compresión se ha establecido, a través de numerosos ensayos de diferente naturaleza, que varía desde ***0,003*** hasta valores tan altos como ***0,008*** bajo condiciones especiales. Sin embargo, las deformaciones específicas a las cuales se desarrolla la resistencia del elemento están usualmente entre ***0,003*** y ***0,004*** para elementos de dimensiones, materiales y resistencias normales.

22.2.2.2. La resistencia a la tracción del hormigón debe despreciarse en los cálculos de resistencia a flexión y resistencia axial.

C 22.2.2.2. La resistencia a la tracción del hormigón sometido a flexión (módulo de ruptura) es una propiedad más variable que la resistencia a la compresión y es aproximadamente igual al ***10*** a ***15 %*** de la resistencia a la compresión. En el cálculo de la resistencia a flexión, conservadoramente la resistencia a la tracción del hormigón sometido a flexión no se toma en cuenta. No obstante, la resistencia del hormigón en tracción es importante en la evaluación de la fisuración y flechas a nivel de cargas de servicio.

22.2.2.3. La relación entre las tensiones de compresión y la deformación específica en el hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que lleve a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

C 22.2.2.3. La distribución de las tensiones del hormigón bajo deformaciones específicas altas no es lineal (la tensión no es proporcional a la deformación específica). Tal como se especifica en 22.2.2.1, la deformación específica máxima utilizable para el cálculo es ***0,003***.

La distribución real de tensiones de compresión del hormigón dentro de una sección transversal es compleja y, por lo general, no se conoce explícitamente. Sin embargo, las propiedades importantes de la distribución de tensiones en el hormigón pueden aproximarse adecuadamente si se emplea cualquiera de diferentes hipótesis para la forma de la distribución de las tensiones.

22.2.2.4. La distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón definida en 22.2.2.4.1 hasta 22.2.2.4.3 cumple con 22.2.2.3.

C 22.2.2.4. Para el cálculo, el Reglamento permite el uso de una distribución rectangular equivalente de tensiones de compresión (bloque de tensiones) como reemplazo de distribuciones de tensiones del hormigón más elaboradas.

22.2.2.4.1. Se debe suponer una tensión de $0{,}85f'_c$ uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia a de la fibra de deformación específica máxima en compresión, que se calcula por medio de:

$$a = \beta_1 c \qquad (22.2.2.4.1)$$

C 22.2.2.4.1. La distribución rectangular de tensiones equivalente no representa la distribución real de tensiones en la zona de compresión al nivel de resistencia nominal, pero aporta esencialmente los mismos resultados de las resistencias nominales de flexión y axial que los obtenidos en ensayos (Mattock et al., 1961).

22.2.2.4.2. La distancia desde la fibra de deformación específica máxima al eje neutro, c, se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

22.2.2.4.3. Los valores de β_1 deben estar de acuerdo con la ***Tabla 22.2.2.4.3***.

C 22.2.2.4.3. Los valores de β_1 se han determinado experimentalmente. El límite inferior de β_1 para resistencias del hormigón mayores de ***55 MPa*** se basa en ensayos experimentales de vigas construidas usando hormigón de alta resistencia (Leslie et al. 1976; Karr et al. 1978).

Tabla 22.2.2.4.3. Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón.

f'_c , MPa	β_1	
$20 \le f'_c \le 30$	0,85	(a)
$30 < f'_c < 55$	$0{,}85 - 0{,}05\,(f'_c - 30) / 7$	(b)
$f'_c \ge 55$	0,65	(c)

22.2.3. Hipótesis de cálculo para armaduras no pretensadas

22.2.3.1. Las armaduras conformadas empleadas para resistir fuerzas de tracción y compresión deben cumplir con 20.2.1.

22.2.3.2. La relación tensión-deformación específica y el módulo de elasticidad para las armaduras conformadas debe considerarse de acuerdo con 20.2.2.1 y 20.2.2.2.

22.2.4. Hipótesis de cálculo para armaduras pretensadas

22.2.4.1. Para elementos con armaduras pretensadas adherentes que cumplan con 20.3.1, la tensión al nivel de resistencia nominal a flexión, f_{ps} , debe calcularse de acuerdo con 20.3.2.3.

22.2.4.2. Para elementos con armaduras pretensadas no adherentes que cumplan con 20.3.1, f_{ps} debe calcularse de acuerdo con 20.3.2.4.

22.2.4.3. Cuando la longitud embebida del cordón pretensado sea menor a ℓ_d , la tensión de cálculo del cordón de pretensado no debe exceder el valor definido en 25.4.8.3, tal como se modifica en 25.4.8.1(b).

22.3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

C 22.3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

22.3.1. Generalidades

22.3.1.1. La resistencia nominal a la flexión, M_n , debe calcularse de acuerdo con las hipótesis de 22.2.

22.3.2. Elementos de hormigón pretensado

C 22.3.2. Elementos de hormigón pretensado

22.3.2.1. Puede considerarse que una armadura conformada que cumpla con 20.2.1, usada en conjunto con armadura pretensada, contribuye a la fuerza de tracción y se permite incluirla en los cálculos de resistencia a flexión con una tensión igual a f_y .

22.3.2.2. Se permite incluir otras armaduras no pretensadas en los cálculos de resistencia si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar las tensiones en dichas armaduras.

C 22.3.2.2. La longitud de adherencia de cordones de pretensado no tesados (Salmons and McCrate, 1977; PCA, 1980) debería ser suficiente para desarrollar una tensión congruente con el análisis de la compatibilidad de deformaciones específicas en la sección crítica.

22.3.3. Elementos de hormigón compuestos

C 22.3.3. Elementos de hormigón compuestos

22.3.3.1. Los requisitos de 22.3.3 aplican al cálculo de elementos de hormigón compuestos construidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera tal que resistan las cargas como una sola unidad.

C 22.3.3.1. En el alcance del ***Capítulo 22*** se incluyen los elementos compuestos de hormigón sometidos a flexión. En algunos casos, elementos de hormigón construidos en obra se proyectan de tal manera que hormigón colocado en etapas diferentes actúe como una unidad. En estos casos la interfaz se calcula para las fuerzas que se transfieren a través de ella. Este Capítulo no cubre vigas compuestas de hormigón y acero estructural. Hasta tanto se emita un documento al respecto, se recomienda consultar el AISC 360, el cual contiene los requisitos de cálculo para este tipo de elementos compuestos.

22.3.3.2. Se puede usar la sección compuesta total para calcular M_n en losas y vigas de hormigón compuestas.

22.3.3.3. En el cálculo de M_n en losas y vigas de hormigón compuestas, no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y no apuntalados.

22.3.3.4. En el cálculo de M_n en elementos de hormigón compuestos, si las resistencias a la compresión especificadas para el hormigón de diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el cálculo las propiedades de los elementos individuales. En forma alternativa, se permite usar el valor de f'_c del elemento que resulte en el valor más crítico de M_n .

22.4. RESISTENCIA AXIAL O RESISTENCIA A FLEXIÓN Y RESISTENCIA AXIAL COMBINADAS

C 22.4. RESISTENCIA AXIAL O RESISTENCIA A FLEXIÓN Y RESISTENCIA AXIAL COMBINADAS

22.4.1. Generalidades

22.4.1.1. La resistencia nominal a flexión y carga axial debe calcularse de acuerdo a las hipótesis de 22.2.

22.4.2. Resistencia axial máxima a compresión

C 22.4.2. Resistencia axial máxima a compresión

22.4.2.1. La resistencia nominal axial a compresión, P_n , no debe ser mayor que $P_{n,max}$, como se define en la ***Tabla 22.4.2.1***, donde P_o se calcula con la ecuación (22.4.2.2) para elementos no pretensados y con la ecuación (22.4.2.3) para elementos pretensados. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de ***500 MPa***.

Tabla 22.4.2.1. Resistencia axial máxima

Elemento	Armadura transversal	$P_{n,max}$	
No pretensado	Estribos cerrados que cumplen con 22.4.2.4	$0{,}80P_o$	(a)
	Zunchos que cumplen con 22.4.2.5	$0{,}85P_o$	(b)
Pretensado	Estribos cerrados	$0{,}80P_o$	(c)
	Zunchos	$0{,}85P_o$	(d)
Elementos de fundaciones profundas	Estribos cerrados de acuerdo con el ***Capítulo 13***	$0{,}80P_o$	(e)

C 22.4.2.1. Para tener en cuenta una excentricidad accidental, la resistencia axial de cálculo de una sección en compresión pura se limita al ***80*** u ***85 %*** de la resistencia nominal axial. Estos porcentajes se aproximan a las resistencias axiales para relaciones entre la excentricidad y la altura de la sección de ***0,10*** y ***0,05*** para elementos estribados y zunchados que cumplen con 22.4.2.4 y 22.4.2.5, respectivamente. La misma limitación a la carga axial se aplica tanto a elementos en compresión construidos en obra como prefabricados. El valor de f_y se limita a ***500 MPa*** debido a que la capacidad a compresión del hormigón seguramente se alcanzará antes de que esta tensión se exceda. Los requisitos de armadura transversal para columnas no son aplicables a elementos de fundaciones profundas. En el ***Capítulo 13*** se presentan los requisitos de armaduras de estos elementos.

22.4.2.2. Para elementos no pretensados, P_o debe calcularse usando:

$$P_o = 0{,}85\, f'_c\,(A_g - A_{st}) + f_y\, A_{st} \qquad (22.4.2.2)$$

donde A_{st} es el área total del armadura longitudinal no pretensada.

22.4.2.3. Para elementos pretensados, P_o debe calcularse como:

$$P_o = 0{,}85\, f'_c\,(A_g - A_{st} - A_{pd}) + f_y\, A_{st} - (f_{se} - 0{,}003E_p)A_{pt} \qquad (22.4.2.3)$$

donde A_{pt} es el área total de armadura pretensada, A_{pd} es el área total ocupada por el ducto, vaina y armadura pretensada, y el valor de f_{se} debe ser al menos igual a $0{,}003E_p$. Para cordones postesados inyectados con lechada de inyección, se permite suponer $A_{pd} = A_{pt}$.

C 22.4.2.3. La ecuación (22.4.2.3) considera los efectos del pretensado sobre la resistencia axial de los elementos en compresión. En general, la ecuación (22.4.2.3) es similar a la ecuación (22.4.2.2) para un elemento no pretensado en compresión. El área efectiva del hormigón sometido a la tensión límite de $0{,}85f'_c$ es reducida por el término A_{pd} para considerar el área de los ductos, vainas y armaduras pretensadas. Se incluye un tercer término para tener en cuenta la reducción de la capacidad de la columna debida a la fuerza de pretensado. Al nivel de resistencia nominal, la tensión en la armadura, f_{se} , se disminuye en $0{,}003E_p$, donde ***0,003*** es la deformación específica a compresión supuesta al nivel de capacidad axial del elemento.

22.4.2.4. Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con las disposiciones para arriostramiento lateral de la armadura longitudinal dadas en 10.7.6.2 y 25.7.2.

22.4.2.5. Los zunchos para arriostramiento lateral de la armadura longitudinal en elementos a compresión debe cumplir con los requisitos de 10.7.6.3 y 25.7.3.

22.4.3. Resistencia axial a tracción máxima

22.4.3.1. La resistencia nominal axial a tracción de elementos no pretensados, compuestos o pretensados, P_{nt} , no debe tomarse mayor que $P_{nt,max}$ calculado por medio de:

$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt} \qquad (22.4.3.1)$$

donde ($f_{se} + \Delta f_p$) no debe exceder f_{py} y A_{pt} es cero para elementos no pretensados.

22.5. RESISTENCIA A CORTE EN UNA DIRECCIÓN

C 22.5. RESISTENCIA A CORTE EN UNA DIRECCIÓN

22.5.1. Generalidades

C 22.5.1. Generalidades

22.5.1.1. La resistencia nominal para corte en una dirección en una sección, V_n , se debe calcular como:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (22.5.1.1)$$

C 22.5.1.1. En un elemento sin armadura de corte, se supone que el corte lo resiste el hormigón. En un elemento con armadura de corte, se supone que una parte de la resistencia a corte la aporta el hormigón y el resto de ella la armadura de corte.

Las ecuaciones para corte en una dirección para hormigón no pretensado fueron modificadas en este Reglamento con el objetivo principal de incluir el efecto de la altura de la sección del elemento, comúnmente denominado “efecto de tamaño” y los efectos de la cuantía de armadura longitudinal en la resistencia a corte.

La resistencia al corte aportada por el hormigón, V_c , se toma como el corte que produce fisuración inclinada (Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973; MacGregor and Hanson, 1969; Joint ACI-ASCE Committee 326, 1962). Después de la fisuración, V_c se atribuye a la trabazón de los agregados, al efecto de dovela, y al corte transmitido a través de la zona en compresión del hormigón.

La resistencia a corte se basa en una tensión de corte promedio sobre toda la sección transversal efectiva, $b_w d$.

El ***Capítulo 23*** permite usar el método puntal-tensor en el cálculo a corte de cualquier elemento de hormigón estructural o regiones con discontinuidades en un elemento.

22.5.1.2. Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ecuación (22.5.1.2).

$$V_u \le \phi \left(V_c + 0{,}66\sqrt{f'_c}\, b_w\, d \right) \qquad (22.5.1.2)$$

C 22.5.1.2. Los límites a las dimensiones de la sección transversal de 22.5.1.2 tienen como objetivo minimizar la posibilidad de una falla por compresión diagonal en el hormigón y limitar la fisuración.

22.5.1.3. Para elementos no pretensados, V_c se debe calcular de acuerdo con 22.5.5.

22.5.1.4. Para elementos pretensados, V_c , V_{ci} y V_{cw} deben calcularse de acuerdo con 22.5.6 ó 22.5.7.

22.5.1.5. Para calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} , λ se debe determinar de acuerdo con 19.2.4.

22.5.1.6. V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.8.

22.5.1.7. Al calcular V_n se debe considerar el efecto producido por cualquier abertura en los elementos.

C 22.5.1.7. Las aberturas en el alma de un elemento pueden reducir su resistencia al corte. Los efectos de las aberturas se analizan en la Sección 4.7 de Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), en Barney et al. (1977) y en Schlaich et al. (1987). El método puntal-tensor que se trata en el ***Capítulo 23*** puede ser usado para calcular elementos con aberturas.

22.5.1.8. Al calcular V_c se deben considerar los efectos de la tracción axial debida a la fluencia y a la contracción.

C 22.5.1.8. La consideración de tracción axial requiere criterio de ingeniería. La tracción axial frecuentemente ocurre debido a cambios volumétricos, pero puede ser tan baja que no cause efectos dañinos en el comportamiento de una estructura con juntas de expansión adecuadas y que cumpla con los requisitos de armadura longitudinal mínima. Puede ser deseable dimensionar la armadura de corte para resistir el corte total si hay incertidumbre acerca de la magnitud de la tracción axial.

22.5.1.9. Al calcular V_c se puede considerar el efecto de la compresión inclinada por flexión en elementos de altura variable.

C 22.5.1.9. En un elemento de altura variable, el corte interno en cualquier sección aumenta o disminuye debido a la componente vertical de las tensiones de flexión inclinadas.

22.5.1.10. Se permite despreciar la interacción entre esfuerzos de corte actuando a lo largo de ejes ortogonales si se cumple con (a) o con (b).

(a) $\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \leq 0{,}5$ (22.5.1.10a)

(b) $\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 0{,}5$ (22.5.1.10b)

C 22.5.1.10 y C 22.5.1.11. Los elementos de hormigón armado, tales como columnas y vigas, pueden verse sometidos a corte biaxial. Para secciones circulares con armadura simétrica la resistencia a corte en una dirección es la misma en cualquier eje. Por lo tanto, cuando la sección circular se somete a corte a lo largo de dos ejes baricéntricos, la resistencia al corte se puede evaluar con la resultante de corte. No obstante, para secciones rectangulares u otras secciones, no es práctico calcular la resistencia nominal a corte en una dirección en la dirección de la resultante. Resultados analíticos y experimentales de columnas han indicado que, para esfuerzo de corte biaxial, la resistencia al corte sigue un diagrama de interacción elíptico que requiere el cálculo de la resistencia nominal al corte en una dirección en cada una de las dos direcciones principales ortogonales (Umehara and Jirsa, 1984). Considerar el corte a lo largo de cada eje baricéntrico independientemente puede no ser conservador. Por esto, la interacción lineal tiene en cuenta el corte biaxial.

22.5.1.11. Si $\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} > 0{,}5$ y $\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} > 0{,}5$ entonces debe cumplirse con la ecuación (22.5.1.11).

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1{,}5 \qquad (22.5.1.11)$$

22.5.2. Hipótesis geométricas

22.5.2.1. Para calcular V_c y V_s en elementos pretensados, se debe considerar d como la distancia desde la fibra extrema en compresión al centro de gravedad de la armadura longitudinal pretensada y no pretensada, pero no hay necesidad de tomarla menor que $0{,}8h$.

22.5.2.2. Para calcular V_c y V_s se permite suponer (a) hasta (c):

(a) d igual a $0{,}8$ veces el diámetro para secciones circulares.

(b) b_w igual al diámetro para secciones circulares macizas.

(c) b_w igual a 2 veces el espesor de la pared para secciones circulares huecas

C 22.5.2. Hipótesis geométricas

C 22.5.2.1. A pesar de que el valor de d puede variar a lo largo de la luz en una viga pretensada, estudios (MacGregor and Hanson, 1969) han indicado que, para elementos de hormigón pretensado, no hay necesidad de tomar d menor de $0{,}8h$. Las vigas analizadas tenían alguna armadura pretensada recta o barras de armadura en la parte baja de la sección y estribos que rodeaban esta armadura longitudinal.

C 22.5.2.2. Los ensayos a corte de elementos con sección circular indican que el área efectiva puede tomarse como el área bruta de la sección o como un área rectangular equivalente (Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973; Faradji and Diaz de Cossio, 1965; Khalifa and Collins, 1981).

A pesar de que la armadura transversal en una sección circular puede no tener ramas rectas, los ensayos indican que la ecuación (22.5.8.5.3) es conservadora si d se toma como se define en 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio, 1965; Khalifa and Collins, 1981).

22.5.3. Límites a la resistencia de los materiales

22.5.3.1. Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados para calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para corte en una dirección no debe exceder $8{,}3\ MPa$, excepto en lo permitido en 22.5.3.2.

22.5.3.2. Se permite usar valores de $\sqrt{f'_c}$ mayores que $8{,}3\ MPa$ al calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para vigas de hormigón armado o pretensado y viguetas de hormigón con una armadura mínima en el alma, de acuerdo con 9.6.3.4 ó 9.6.4.2.

22.5.3.3. Los valores de f_y y f_{yt} usados para calcular V_s no deben exceder los límites dados en 20.2.1.3.

C 22.5.3. Límites a la resistencia de los materiales

C 22.5.3.1. Debido a la falta de información proveniente de ensayos y de experiencias prácticas con hormigones que posean resistencia a compresión mayores a $70\ MPa$, el Reglamento impuso un valor máximo de $8{,}3\ MPa$ en $\sqrt{f'_c}$ para los cálculos de resistencia al corte de elementos de hormigón. Se permiten excepciones a este límite para vigas y viguetas cuando la armadura transversal satisface los requisitos de 22.5.3.2.

C 22.5.3.2. Los resultados de los ensayos de hormigón de alta resistencia en Mphonde and Frantz (1984), Elzanaty et al. (1986), Roller and Russell (1990), Johnson and Ramirez (1989), and Oczebe et al. (1999) señalan que se requiere un aumento en la cantidad mínima de armadura transversal para hormigón de alta resistencia. Estos ensayos indicaron que hay una reducción en la reserva de resistencia a corte a medida que f'_c aumenta en vigas armadas con la armadura transversal que aporta una tensión efectiva al corte de $0{,}35\ MPa$. Al proveer una cantidad mínima de armadura transversal, que aumente a medida que f'_c aumenta, la reducción en la resistencia al corte se contrarresta.

C 22.5.3.3. Al limitar los valores de f_y y f_{yt} usados en el cálculo de la armadura de corte a $420\ MPa$ se garantiza un control al ancho de las fisuras diagonales.

22.5.4. Elementos compuestos de hormigón

22.5.4.1. Las disposiciones de esta sección aplican al dimensionamiento de elementos compuestos de hormigón, construidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera tal que todos los elementos resisten las cargas como una unidad.

C 22.5.4. Elementos compuestos de hormigón

C 22.5.4.1. En el alcance del *Capítulo 22* se incluyen los elementos compuestos de hormigón. En algunos casos, elementos de hormigón construidos en obra se proyectan de tal manera que hormigón colocado en etapas diferentes actúe como una unidad. En estos casos la interfaz se calcula para las fuerzas que se transfieren a través de ella. Hasta tanto se emita un documento al respecto se recomienda

22.5.4.2. En el cálculo de V_n para elementos compuestos de hormigón, no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y no apuntalados.

22.5.4.3. En el cálculo de V_n para elementos compuestos de hormigón, si la resistencia a la compresión especificada para el hormigón, peso unitario, u otras propiedades de diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el cálculo las propiedades de los elementos individuales. En forma alternativa, se permite usar las propiedades para el elemento que conduzca al valor más crítico de V_n .

22.5.4.4. Donde se considere que el corte vertical, V_c , es resistido por todo el elemento compuesto, se debe calcular como si se tratara de un elemento con la misma sección transversal construido monolíticamente.

22.5.4.5. Donde se considere que el corte vertical, V_s , es resistido por todo el elemento compuesto, se puede calcular como si se tratara de un elemento con la misma sección transversal construido monolíticamente siempre que la armadura de corte esté totalmente anclada dentro de los elementos interconectados, de acuerdo con lo dispuesto en 25.7.

consultar el AISC 360, el cual contiene los requisitos de cálculo para este tipo de elementos compuestos.

22.5.5. V_c para elementos no pretensados

C 22.5.5. V_c para elementos no pretensados

22.5.5.1. Para elementos no pretensados, V_c debe calcularse según la ***Tabla 22.5.5.1*** y 22.5.5.1.1 hasta 22.5.5.1.3.

Tabla 22.5.5.1. V_c para elementos no pretensados

Criterio	V_c		
$A_v \geq A_{v,mín}$	Cualquiera de los dos	$\left(0{,}17\,\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	(a)
		$\left(0{,}66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,mín}$	$\left(0{,}66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$		(c)

Notas:
1. La carga axial, N_u , es positiva para compresión y negativa para tracción.
2. V_c no debe tomarse menor que cero.

C 22.5.5.1. Resultados de ensayos (Kuchma et al., 2019) de elementos no pretensados sin armadura de corte indican que la resistencia a corte medida, atribuida al hormigón, no aumenta en proporción directa con la altura del elemento. Este fenómeno se denomina como "efecto de tamaño". Por ejemplo, si la altura del elemento se duplica, el corte a la falla para el elemento más alto puede ser menor que el doble del corte a la falla de la viga menos alta (Sneed and Ramirez, 2010). $A_{v,min}$ para vigas y losas en una dirección se define en 9.6.3.4.

Investigaciones (Angelakos et al., 2001; Lubell et al., 2004; Brown et al., 2006; Becker and Buettner, 1985; Anderson, 1978; Bazant et al., 2007) han mostrado que la tensión de corte en rotura es menor en vigas con mayor altura y menor área de armadura longitudinal.

En la ***Tabla 22.5.5.1***, para $A_v > A_{v,min}$ se puede utilizar cualquiera de las dos ecuaciones para V_c . La ecuación (a) se presenta como una opción más simple.

Cuando se calcule V_c de acuerdo con la ***Tabla 22.5.5.1***, una carga axial de tracción puede causar que V_c tenga un valor negativo. En esos casos el Reglamento especifica que V_c debe tomarse igual a cero.

La columna de criterio de la ***Tabla 22.5.5.1*** se refiere a $A_{v,min}$, la cual está definida en la ***Tabla 9.6.3.4*** y en

10.6.2.2 y a la cual se hace referencia en todo el Reglamento.

Cuando se utilizan las ecuaciones de la ***Tabla 22.5.5.1***, el valor de A_s que se usa en el cálculo de ρ_w puede tomarse como la suma de las áreas de las barras longitudinales localizadas a más de dos tercios de la altura total del elemento alejada de la fibra extrema en compresión. Las definiciones para b_w y d para ser utilizadas en secciones circulares están dadas en 22.5.2.2.

22.5.5.1.1. V_c no debe tomarse mayor que $0{,}42\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w d$.

22.5.5.1.2. En la ***Tabla 22.5.5.1*** el valor de $N_u / (6A_g)$ no debe tomarse mayor que $0{,}05 f'_c$.

22.5.5.1.3. El factor de modificación por efecto de tamaño, λ_s , debe determinarse por medio de:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0{,}004d)}} \leq 1{,}0 \qquad (22.5.5.1.3)$$

donde d está en mm.

C 22.5.5.1.3. Los parámetros a utilizar en el factor de modificación por efecto de tamaño, λ_s , son congruentes con la teoría de mecánica de fractura para hormigón armado (Bazant et al., 2007 and Frosch et al., 2017).

22.5.6. V_c para elementos pretensados

C 22.5.6. V_c para elementos pretensados

22.5.6.1. Esta sección aplica para calcular el V_c para elementos postensados y pretensados en regiones donde la fuerza efectiva en la armadura de pretensado ya ha sido transferida por completo al hormigón. Para regiones de elementos pretensados donde la fuerza efectiva en la armadura de pretensado no ha sido transferida por completo al hormigón, rigen las disposiciones de 22.5.7 para el cálculo de V_c .

22.5.6.2. Para elementos pretensados a flexión que cumplan con $A_{ps} f_{se} \geq 0{,}4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$, V_c debe ser calculado de acuerdo con la ***Tabla 22.5.6.2***, pero no debe ser menor que $0{,}17\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w d$. En forma alternativa, se permite determinar V_c de acuerdo con 22.5.6.3.

Tabla 22.5.6.2. Método aproximado para calcular V_c

V_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$\left(0{,}05\lambda\sqrt{f'_c} + 4{,}8\frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d$ [1], [2]	(a)
	$\left(0{,}05\lambda\sqrt{f'_c} + 4{,}8\right) b_w d$	(b)
	$0{,}42\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w d$	(c)

[1] M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

[2] Cuando se calcule el término $V_u d_p / M_u$ en la ecuación (22.5.6.2(a), d_p es la distancia desde la fibra extrema en compresión al centro de gravedad de la armadura de pretensado. No se permite tomar d_p como $0{,}80h$ como en 22.5.2.1.

C 22.5.6.2. Estos requisitos presentan un método simplificado para calcular V_c en vigas de hormigón pretensado (MacGregor and Hanson, 1969). Estos requisitos pueden aplicarse a vigas que tengan armadura pretensada únicamente o a elementos armados con una combinación de armadura pretensada y armadura no pretensada. La expresión (a) de la ***Tabla 22.5.6.2*** es más aplicable a elementos sometidos a carga uniforme.

Al aplicar la expresión (a) a elementos simplemente apoyados sometidos a cargas uniformes, se puede usar la ecuación (C 22.5.6.2)

$$\frac{V_u d_p}{M_u} = \frac{d_p(\ell - 2x)}{x(\ell - x)} \qquad (C\ 22.5.6.2)$$

donde ℓ es la luz del vano y x es la distancia al apoyo desde la sección que se investiga. Para hormigón con f'_c igual a ***35 MPa***, V_c de 22.5.6.2 varía tal como se muestra en la ***Figura C 22.5.6.2***. En la ASCE Joint Committee (1940) se presentan ayudas de cálculo basadas en esta ecuación.

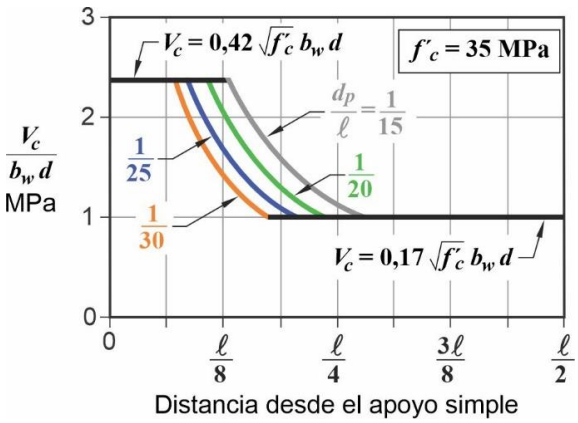


Figura C 22.5.6.2. *Aplicación de la* ***Tabla 22.5.6.2*** *a elementos pretensados cargados uniformemente y con* f'_c igual a ***35 MPa***.

22.5.6.3. Para elementos pretensados, se permite tomar V_c como el menor entre V_{ci} calculado de acuerdo con 22.5.6.3.1 y V_{cw} calculado de acuerdo con 22.5.6.3.2 ó 22.5.6.3.3.

C 22.5.6.3. Dos tipos de fisuración inclinada se presentan en vigas de hormigón: fisuración por corte en el alma y fisuración de flexión-corte. Estos dos tipos de fisuración inclinada se ilustran en la ***Figura C 22.5.6.3***.

La fisuración por corte en el alma empieza en un punto interior del elemento cuando las tensiones principales de tracción exceden la resistencia a tracción del hormigón. La fisuración de flexión-corte se inicia con una fisuración por flexión. Cuando se produce la fisuración por flexión, se incrementan las tensiones de corte en el hormigón arriba de la fisura. La fisura de flexión-corte se desarrolla cuando la tensión combinada de corte y tracción excede la resistencia a la tracción del hormigón.

La resistencia nominal a corte aportada por el hormigón, V_c , se supone igual al menor de los valores V_{ci} y V_{cw} . La forma en que se derivan las ecuaciones (22.5.6.3.1a) y (22.5.6.3.2) se resume en ACI Committee 318 (1965).

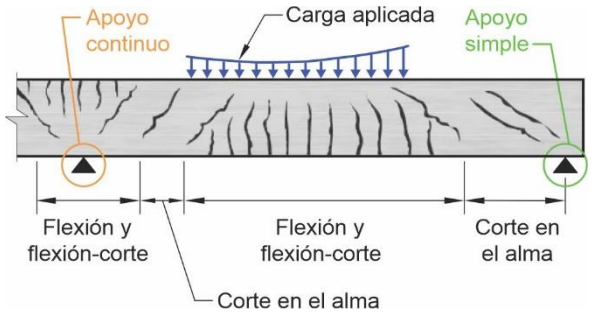


Figura C 22.5.6.3. *Tipos de fisuración en vigas de hormigón.*

22.5.6.3.1. La resistencia a flexión-corte, V_{ci} , debe calcularse de acuerdo con (a) pero no debe tomarse menor que (b) o (c):

(a) $$V_{ci} = 0{,}05\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad \text{(22.5.6.3.1a)}$$

C 22.5.6.3.1. Al derivar la ecuación (22.5.6.3.1a) se supuso que V_{ci} es la suma del corte requerido para causar una fisura por flexión en el punto en cuestión, y que está dado por:

$$V = \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}} \quad \text{(C 22.5.6.3.1a)}$$

más un incremento adicional de corte requerido para cambiar la fisura por flexión a una fisura de flexión-corte.

(b) Para elementos con: $A_{ps}f_{se} < 0{,}4\,(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$

$$V_{ci} = 0{,}14\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d \qquad (22.5.6.3.1b)$$

(c) Para elementos con: $A_{ps}f_{se} \geq 0{,}4\,(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$

$$V_{ci} = 0{,}17\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d \qquad (22.5.6.3.1c)$$

donde d_p no hay necesidad de tomarlo menor que $0{,}80h$, los valores de M_{max} y V_i se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento mayorado en la sección bajo consideración, y M_{cre} se debe calcular como:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)\left(0{,}5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d\right) \qquad (22.5.6.3.1d)$$

Las cargas mayoradas aplicadas externamente, a partir de las cuales se determinan V_i y M_{max} , incluyen el peso propio y la sobrecarga. Al calcular M_{cre} para sustituirlo en la ecuación (22.5.6.3.1a), I y y_t son las propiedades de la sección que resiste las cargas externas aplicadas.

Para un elemento compuesto, donde parte del peso propio es resistido por sólo una parte de la sección, deberían utilizarse las propiedades adecuadas de la sección para calcular f_d . El corte debido al peso propio, V_d , y el debido a otras cargas, V_i , están separados en este caso. V_d es entonces el esfuerzo de corte total debido al peso propio no mayorado, que actúa sobre la parte de la sección que soporta al peso propio que actúa antes de que se forme la acción compuesta, más el peso propio no mayorado sobreimpuesto que actúa sobre el elemento compuesto. Los términos V_i y M_{max} pueden tomarse como:

$$V_i = V_u - V_d \qquad (C\ 22.5.6.3.1b)$$

$$M_{\max} = M_u - M_d \qquad (C\ 22.5.6.3.1c)$$

donde V_u y M_u son el corte mayorado y el momento mayorado debido a las cargas totales mayoradas, y M_d es el momento debido al peso propio no mayorado (es decir, el momento correspondiente a f_d).

Para vigas no compuestas, uniformemente cargadas, la sección transversal total resiste todo el corte y los diagramas de corte de sobrecarga y peso propio son similares. En este caso, la ecuación (22.5.6.3.1a) y la ecuación (22.5.6.3.1d) se reducen a:

$$V_{ci} = 0{,}05\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d + \frac{V_u M_{ct}}{M_u} \qquad (C\ 22.5.6.3.1d)$$

donde

$$M_{ct} = (I/y_t)\left(0{,}5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe}\right) \qquad (C\ 22.5.6.3.1e)$$

El momento de fisuración, M_{ct} , en las dos ecuaciones anteriores representa el momento total, incluyendo el peso propio, requerido para causar fisuración en la fibra extrema en tracción. Este no es igual a M_{cre} de la ecuación (22.5.6.3.1a), en donde el momento de fisuración se debe a todas las cargas, excepto el peso propio. En la ecuación (22.5.6.3.1a) el corte por peso propio se agrega como un término aparte.

M_u es el momento mayorado sobre la viga en la sección que se está considerando y V_u es el esfuerzo de corte mayorado que ocurre simultáneamente con M_u . Puesto que las mismas propiedades de la sección se aplican tanto a las tensiones por peso propio como por sobrecarga, no hay necesidad de calcular las tensiones y cortes del peso propio por separado, y el momento de fisuración, M_{ct} , refleja el cambio total de tensiones desde el pretensado efectivo hasta una tracción de $0{,}5\lambda\sqrt{f'_c}$, la cual se supone que ocasiona la fisuración por flexión.

22.5.6.3.2. La resistencia a corte en el alma, V_{cw} , se debe calcular como:

$$V_{cw} = \left(0{,}29\lambda\sqrt{f'_c} + 0{,}3\, f_{pc}\right) b_w d_p + V_p \qquad (22.5.6.3.2)$$

donde no hay necesidad de tomar d_p menor de $0{,}80h$ y V_p es la componente vertical del pretensado efectivo.

22.5.6.3.3. Como alternativa a 22.5.6.3.2, V_{cw} puede calcularse como el esfuerzo de corte que corresponde al peso propio más la sobrecarga que produce una tensión principal de tracción de $0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}$ en la ubicación señalada en (a) o (b):

(a) Cuando el eje neutro de la sección transversal pretensada se encuentra en el alma, la tensión principal de tracción se debe calcular en el eje neutro.

(b) Cuando el eje neutro de la sección transversal pretensada se encuentra en el ala, la tensión principal de tracción se debe calcular en la intersección del ala con el alma.

22.5.6.3.4. En elementos compuestos, la tensión principal de tracción, se debe calcular en el sitio especificado en 22.5.6.3.3 para la sección compuesta, considerando la superposición de tensiones utilizando la sección transversal que resiste las cargas correspondientes.

C 22.5.6.3.2. La ecuación (22.5.6.3.2) se basa en la hipótesis que la fisuración por corte en el alma ocurre debido a un nivel de corte que produce una tensión principal de tracción de aproximadamente $0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}$ en el eje neutro de la sección transversal. V_p se calcula a partir de la fuerza efectiva de pretensado sin factores de carga.

C 22.5.6.3.4. Generalmente, en construcción no apuntalada, la tensión principal de tracción debida al peso propio se produce antes de la acción compuesta y la tensión principal de tracción debida a la sobrecarga se produce después de que la acción compuesta se desarrolla en el elemento. En construcción apuntalada las tensiones principales de tracción tanto para el peso propio como para la sobrecarga se producen después que la acción compuesta se desarrolla.

22.5.7. V_c para elementos pretensados en regiones de fuerza de pretensado reducida

C 22.5.7. V_c para elementos pretensados en regiones de fuerza de pretensado reducida

Debería tenerse en cuenta el efecto sobre la resistencia al corte que produce el menor nivel de pretensado cerca de los extremos de vigas pretensadas. Los requisitos de 22.5.7.2 y 22.5.7.3 se refieren a la resistencia al corte de secciones dentro de la longitud de transferencia de la armadura pretensada, cuando la adherencia de la armadura pretensada se extiende hasta el extremo del elemento. Los requisitos de 22.5.7.4 y 22.5.7.5 están relacionados con la resistencia al corte reducida en secciones ubicadas en la longitud dentro de la cual parte de la armadura de pretensado no está adherida al hormigón, o dentro de la distancia de transferencia donde la adherencia de la armadura pretensada no se extiende hasta el extremo de la viga.

22.5.7.1. Al calcular V_c la longitud de transferencia de la armadura pretensada, ℓ_{tr} , se debe suponer como $50d_b$ en cordones y de $100d_b$ en alambres individuales.

22.5.7.2. Cuando la adherencia de los cordones se extienda hasta el extremo del elemento, la fuerza efectiva de pretensado puede suponerse que varía

linealmente desde cero en el extremo del acero de pretensado hasta un máximo a una distancia ℓ_{tr} del extremo del acero de pretensado.

22.5.7.3. En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de pretensado reducida, de acuerdo con 22.5.7.2, el valor de V_c debe ser calculado de acuerdo con (a) hasta (c):

(a) Se debe usar la fuerza efectiva de pretensado reducida para determinar la aplicabilidad de 22.5.6.2.

(b) Se debe usar la fuerza efectiva de pretensado reducida para calcular V_{cw} en 22.5.6.3.

(c) El valor de V_c calculado usando 22.5.6.2 no debe exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva de pretensado reducida.

22.5.7.4. En los cordones en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del elemento, se puede suponer que la fuerza efectiva de pretensado varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia ℓ_{tr} desde este punto.

22.5.7.5. En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de pretensado reducida, de acuerdo con 22.5.7.4, el valor de V_c debe ser calculado de acuerdo con (a) hasta (c):

(a) Se debe usar la fuerza efectiva de pretensado reducida para determinar la aplicabilidad de 22.5.6.2.

(b) Se debe usar la fuerza efectiva de pretensado reducida para calcular V_c de acuerdo con 22.5.6.3.

(c) El valor de V_c calculado usando 22.5.6.2 no debe exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva de pretensado reducida.

22.5.8. Armadura para corte en una dirección

22.5.8. Armadura para corte en una dirección

22.5.8.1. En cada sección donde $V_u > \phi V_c$, debe colocarse armadura transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación (22.5.8.1):

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad (22.5.8.1)$$

22.5.8.2. Para elementos en una dirección con armadura transversal, V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.8.5.

C 22.5.8.2. Los requisitos de 22.5.8.5 se aplican a todos los tipos de armadura transversal, incluyendo estribos abiertos, estribos cerrados, ganchos suplementarios y zunchos en espiral.

22.5.8.3. Para elementos en una dirección con barras longitudinales dobladas, V_s debe calcularse de acuerdo con 22.5.8.6.

22.5.8.4. Donde se emplee más de un tipo de armadura para corte para armar la misma porción de un elemento, V_s debe calcularse como la suma de los valores de V_s calculados para los diversos tipos de armadura para corte.

22.5.8.5. Resistencia a corte en una dirección aportada por armadura transversal

22.5.8.5.1. Se permite armadura de corte en elementos pretensados y no pretensados que cumpla con (a), (b) o (c):

(a) Estribos abiertos o cerrados perpendiculares al eje longitudinal del elemento.

(b) Armadura electrosoldada de alambre, con alambres localizados perpendicularmente al eje longitudinal del elemento.

(c) Zunchos en espiral.

C 22.5.8.5. Resistencia a corte en una dirección aportada por armadura transversal

El cálculo de la armadura de corte está basado en una modificación de la analogía del reticulado. Esta analogía supone que todo el corte lo resiste la armadura de corte. La armadura de corte necesita dimensionarse para resistir únicamente el corte que excede al que provoca la fisuración inclinada cuando los elementos diagonales del reticulado se supone que están inclinados a ***45º***. El hormigón se supone que contribuye a la capacidad a corte debido a la resistencia a través de la zona de hormigón comprimido, la trabazón de los agregados y el efecto dovela en una cantidad equivalente a aquella que causó la fisuración inclinada.

Las ecuaciones (22.5.8.5.3), (22.5.8.5.4) y (22.5.8.6.2a) se presentan en términos de resistencia al corte aportada por la armadura de corte, V_s . Cuando se utiliza armadura de corte perpendicular al eje de un elemento, el área de armadura de corte requerida A_v y su separación s se calculan por medio de:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d} \qquad \text{(C 22.5.8.5)}$$

22.5.8.5.2. Se permiten como armadura de corte en elementos no pretensados estribos inclinados que formen un ángulo de ***45º*** o más con la armadura longitudinal y que atraviesen el plano de la potencial fisura por corte.

C 22.5.8.5.2. Aunque se permiten estribos inclinados que atraviesen el plano de las eventuales fisuras de corte, su utilización no es apropiada cuando la dirección del corte neto se invierte debido a cambios en las cargas no permanentes.

22.5.8.5.3. El V_s para armadura de corte que cumple con 22.5.8.5.1 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \qquad \text{(22.5.8.5.3)}$$

donde s es el paso del zuncho en espiral o la separación longitudinal de la armadura de corte y A_v se define en 22.5.8.5.5 ó 22.5.8.5.6.

22.5.8.5.4. El V_s para armadura de corte que cumple con 22.5.8.5.2 se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\text{sen}\,\alpha + \cos\alpha) d}{s} \qquad \text{(22.5.8.5.4)}$$

donde α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento, s se mide en la

C 22.5.8.5.4. Para que sean efectivos, es esencial que los estribos inclinados se encuentren orientados de manera que crucen la fisura potencial por corte. Si los estribos inclinados tienen una orientación general paralela a las fisuras potenciales de corte, estos estribos no aportan resistencia alguna al corte.

dirección paralela al eje longitudinal de la armadura, y A_v se define en 22.5.8.5.5.

22.5.8.5.5. Para cada estribo rectangular, abierto o cerrado, o gancho suplementario, A_v debe tomarse como el área efectiva de las ramas de barra o alambre dentro de la separación s .

22.5.8.5.6. Para cada estribo circular o zuncho en espiral, A_v debe tomarse como dos veces el área de la barra dentro de la separación s .

C 22.5.8.5.6. A pesar de que la armadura transversal en una sección circular puede no tener ramas rectas, los ensayos indican que la ecuación (22.5.8.5.3) es conservadora si d se toma como se define en 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio, 1965; Khalifa and Collins, 1981).

22.5.8.6. Resistencia a corte en una dirección aportada por barras longitudinales dobladas

C 22.5.8.6. Resistencia a corte en una dirección aportada por barras longitudinales dobladas

Para que sean efectivas, es esencial que la porción inclinada de las barras longitudinales dobladas cruce la fisura potencial por corte. Si las barras inclinadas tienen una orientación general paralela a las fisuras potenciales de corte, estas barras no aportan resistencia alguna a corte.

22.5.8.6.1. Solamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal que esté doblada se pueden considerar efectivas como armadura para corte en elementos no pretensados si el ángulo α entre las barras dobladas y el eje longitudinal del elemento es al menos igual a 30^o.

22.5.8.6.2. Donde la armadura de corte consiste en una barra individual o en un solo grupo de barras paralelas con un área A_v , todas dobladas a la misma distancia del apoyo, V_s debe tomarse como el menor entre (a) y (b):

(a) $V_s = A_v f_y \, sen \, \alpha$ (22.5.8.6.2a)

(b) $V_s = 0{,}25\sqrt{f'_c}\, b_w d$ (22.5.8.6.2b)

donde α es el ángulo entre la armadura doblada y el eje longitudinal del elemento.

22.5.8.6.3. Donde la armadura para corte consiste en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, V_s se debe calcular por medio de la ecuación (22.5.8.5.4).

22.6. RESISTENCIA A CORTE EN DOS DIRECCIONES

C 22.6. RESISTENCIA A CORTE EN DOS DIRECCIONES

La tensión de corte mayorada en elementos en dos direcciones debida a corte y transferencia de momento se calcula de acuerdo con los requisitos de 8.4.4. El artículo 22.6 aporta los requisitos para determinar la resistencia nominal al corte, con o sin armadura de corte en forma de

estribos o pernos con cabeza para corte. La demanda de corte mayorado y la resistencia se calculan en términos de tensiones, permitiendo la superposición de los efectos del corte directo y de la transferencia de momento.

Los requisitos de cálculo para conectores con cabezas de corte se han eliminado del Reglamento debido a que este tipo de armadura de corte se utiliza muy poco en la práctica actual. Los conectores con cabezas de corte pueden calcularse siguiendo los requisitos del ***CIRSOC 201-05***.

22.6.1. Generalidades

C 22.6.1. Generalidades

22.6.1.1. Los requisitos de 22.6.1 hasta 22.6.8 definen la resistencia nominal para corte de elementos en dos direcciones, con o sin armadura de corte.

22.6.1.2. La resistencia nominal a corte para elementos en dos direcciones sin armadura de corte se debe calcular como:

$$v_n = v_c \qquad (22.6.1.2)$$

22.6.1.3. La resistencia nominal a corte para elementos en dos direcciones con armadura de corte se debe calcular como:

$$v_n = v_c + v_s \qquad (22.6.1.3)$$

22.6.1.4. El corte en dos direcciones debe ser resistido por una sección con una altura d y un perímetro crítico supuesto b_o como se define en 22.6.4.

C 22.6.1.4. El perímetro de la sección crítica b_o se define en 22.6.4.

22.6.1.5. v_c para corte en dos direcciones debe calcularse de acuerdo con 22.6.5. Para elementos en dos direcciones con armadura de corte, v_c no debe exceder los límites de 22.6.6.1.

22.6.1.6. Para calcular v_c , λ debe determinarse de acuerdo con 19.2.4.

22.6.1.7. Para elementos en dos direcciones armados con estribos de una o varias ramas, v_s debe calcularse de acuerdo con 22.6.7.

22.6.1.8. Para elementos en dos direcciones armados a corte con pernos con cabeza para corte, v_s debe calcularse de acuerdo con 22.6.8.

22.6.2. Altura efectiva

22.6.2.1. Para calcular v_c y v_s para corte en dos direcciones, d debe tomarse como el promedio de las alturas efectivas en las dos direcciones ortogonales.

22.6.2.2. Para elementos pretensados en dos direcciones, no hay necesidad de tomar d con un valor menor que $0{,}80h$.

22.6.3. Límites a la resistencia de los materiales

22.6.3.1. El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para calcular v_c para corte en dos direcciones no deben exceder ***8,3 MPa***.

22.6.3.2. El valor de f_{yt} usado para calcular v_s no debe exceder los límites dados en 20.2.1.3.

C 22.6.3. Límites a la resistencia de los materiales

C 22.6.3.1. Existe un número limitado de datos de ensayos de resistencia al corte en dos direcciones en losas de hormigón de alta resistencia. En tanto se obtenga mayor experiencia con losas en dos direcciones construidas con hormigones de resistencias mayores a ***70 MPa***, es prudente limitar $\sqrt{f'_c}$ a ***8,3 MPa*** en los cálculos de resistencia al corte.

C 22.6.3.2. El límite superior de ***420 MPa*** en el valor de f_{yt} usado en cálculo tiene como intención controlar la fisuración.

22.6.4. Secciones críticas para elementos en dos direcciones

22.6.4.1. Para corte en dos direcciones, cada una de las secciones críticas que se investiga debe estar localizada de modo que su perímetro b_o sea un mínimo y no hay necesidad de localizarla a una distancia menor a $d/2$ de las secciones descritas en (a) y (b):

(a) Los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas o áreas de reacción.

(b) Los cambios de espesor de la losa o zapata, tales como los bordes de capiteles, ábacos, o cabezales para corte.

22.6.4.1.1. Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas o áreas de reacción, se permite calcular las secciones críticas para corte en dos direcciones de acuerdo con 22.6.4.1(a) y (b) suponiendo lados rectos.

22.6.4.1.2. En las secciones críticas para corte en dos direcciones de acuerdo con 22.6.4.1(a) y (b) se permite considerar las columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular suponiendo una columna cuadrada de área equivalente.

22.6.4.2. Para elementos en dos direcciones armados con pernos con cabeza como armadura de corte o estribos de una o varias ramas, se debe considerar una sección crítica con perímetro b_o ubicada a $d/2$ fuera de la línea periférica más externa de la armadura de corte. La forma de esta sección crítica debe ser un polígono seleccionado para minimizar b_o .

C 22.6.4. Secciones críticas para elementos en dos direcciones

La sección crítica definida en 22.6.4.1(a) para corte en losas y zapatas en dos direcciones sometidas a flexión sigue el perímetro del borde de la zona cargada (Joint ACI-ASCE Committee 326, 1962). Para losas en dos direcciones y zapatas, el área cargada incluye columnas, cargas concentradas y áreas de reacción. Se considera una sección crítica idealizada localizada a una distancia $d/2$ de la periferia del área cargada.

Para elementos de espesor uniforme sin armadura de corte, es suficiente verificar el corte utilizando una sección. Para losas con cambios en el espesor o con armadura de corte es necesario verificar el corte en varias secciones como se definen en 22.6.4.1(a) y (b) y 22.6.4.2.

Para columnas cercanas a un borde o una esquina, el perímetro crítico puede extenderse hasta el borde libre de la losa.

C 22.6.4.2. En elementos en dos direcciones con estribos o pernos con cabeza para corte, se requiere determinar las tensiones de corte en el hormigón en una sección crítica localizada $d/2$ más allá del lugar donde se discontinúa la armadura de corte. La tensión de corte calculada en esta sección no debe exceder los límites dados en las expresiones (a) y (e) de la ***Tabla 22.6.6.1***. La forma de esta sección crítica externa debería corresponder al menor valor de b_o mostrado en las ***Figuras C 22.6.4.2a, b y c***. Debe tenerse en cuenta que estas figuras muestran losas armadas con estribos. La forma de la sección crítica externa es similar para losas con pernos con cabeza para corte. Las secciones críticas cuadradas o rectangulares descritas en 22.6.4.1.1 no

resultan en un valor mínimo de b_o para los casos mostrados en estas figuras. Se requiere revisar otras secciones críticas localizadas a una distancia $d/2$ más allá de cualquier punto donde ocurran variaciones de la armadura de corte, tales como cambios en su tamaño, separación o configuración.

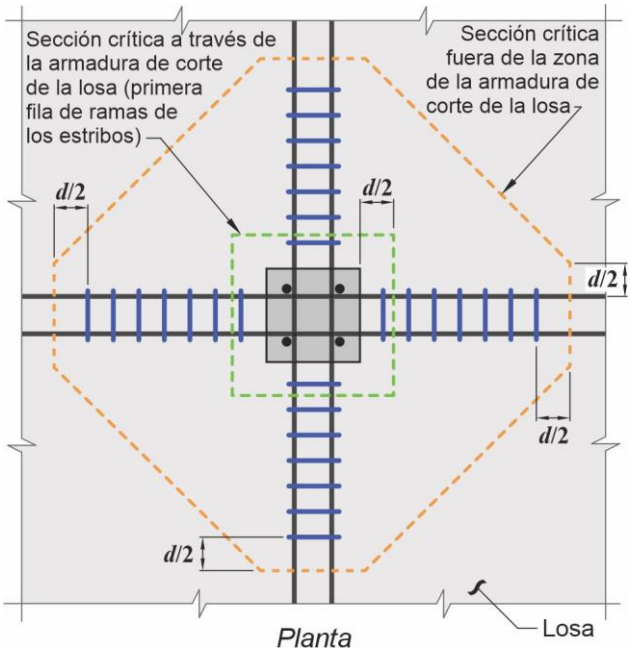


Figura C 22.6.4.2a. *Secciones críticas para corte en dos direcciones en losas con armadura de corte en columnas interiores*

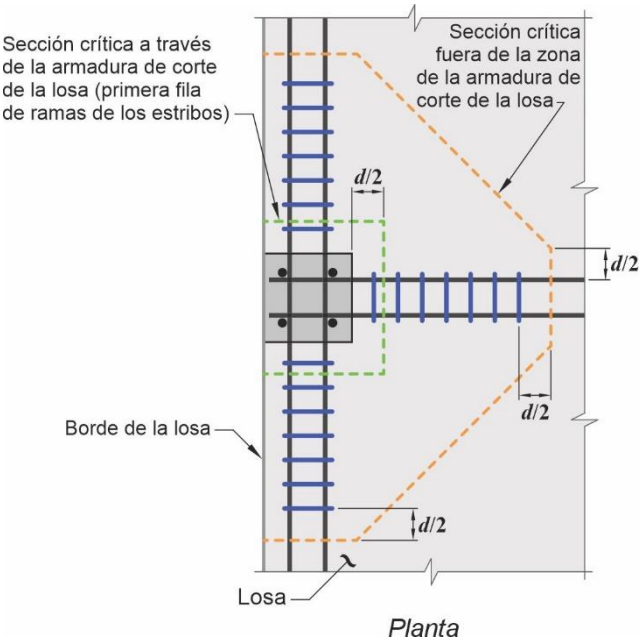


Figura C 22.6.4.2b. *Secciones críticas para corte en dos direcciones en losas con armadura de corte en columnas de borde*

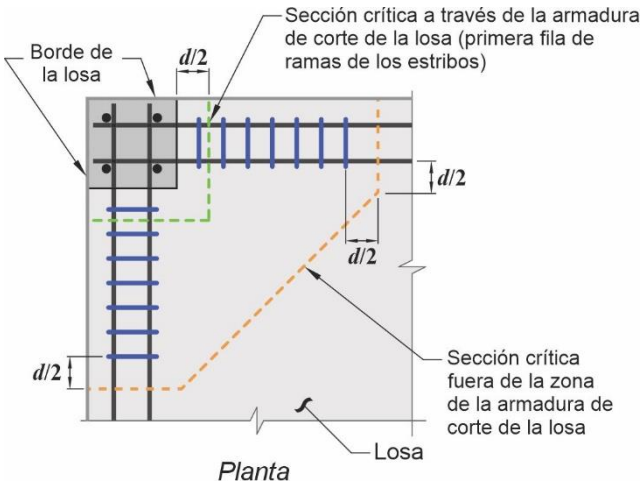


Figura C 22.6.4.2c. *Secciones críticas para corte en dos direcciones en losas con armadura de corte en columnas de esquina*

22.6.4.3. Cuando las aberturas de las losas están situadas a una distancia menor a $4h$ de la periferia de una columna, de una zona de carga concentrada o de reacción, la porción de b_o encerrada por las líneas rectas que se proyectan desde el centro de gravedad de la columna, carga concentrada o área de reacción tangentes a los bordes de las aberturas debe considerarse como inefectiva.

C 22.6.4.3. Las disposiciones de cálculo de resistencia de aberturas en losas (y zapatas) se desarrollaron en la Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962). En la ***Figura C 22.6.4.3***, por medio de líneas punteadas, se muestran algunas ilustraciones de la localización de las porciones efectivas de la sección crítica, cerca de aberturas típicas y extremos libres. Investigaciones (Joint ACI-ASCE Committee 426, 1974) han confirmado que estas disposiciones son conservadoras.

Investigaciones (Genikomsou and Polak, 2017) han mostrado que cuando las aberturas están ubicadas a una distancia mayor de $4d$ de la periferia de una columna, la resistencia a corte por punzonamiento es la misma que para una losa sin aberturas.

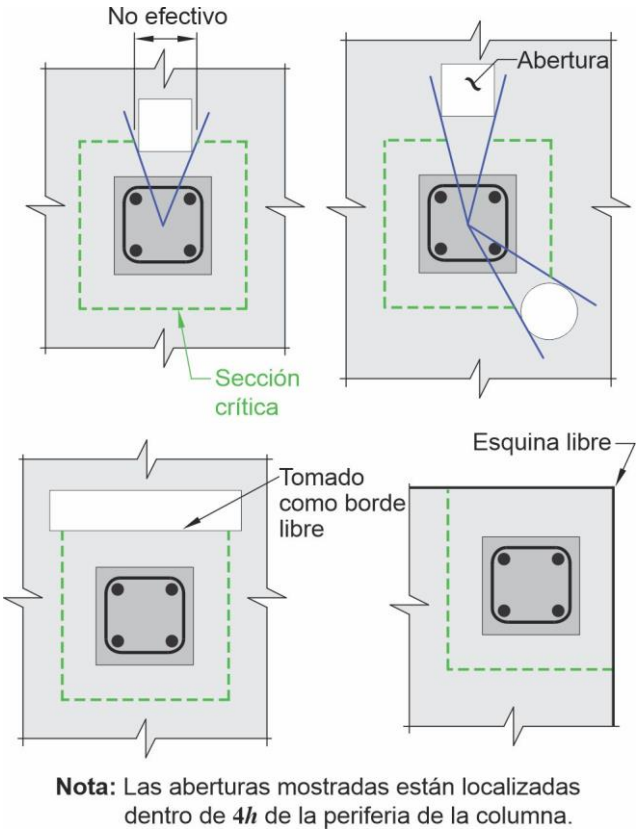


Figura C 22.6.4.3. *Efecto de aberturas en la losa y bordes libres (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo)*

22.6.5. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por el hormigón en elementos sin armadura de corte

C 22.6.5. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por el hormigón en elementos sin armadura de corte

22.6.5.1. Para elementos en dos direcciones no pretensados, v_c debe calcularse de acuerdo con 22.6.5.2. Para elementos en dos direcciones pretensados, v_c debe calcularse de acuerdo con (a) o (b):

(a) 22.6.5.2.

(b) 22.6.5.5, si se cumple con las condiciones de 22.6.5.4.

22.6.5.2. v_c debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 22.6.5.2***.

C 22.6.5.2. La evidencia experimental indica que la resistencia a corte en dos direcciones medida en elementos sin armadura de corte no aumenta en proporción directa con la altura del elemento. Este fenómeno se conoce como "efecto de tamaño". El factor de modificación λ_s tiene en cuenta la dependencia en la altura del elemento en la resistencia a corte en dos direcciones en losas.

En losas en dos direcciones no pretensadas sin una cantidad mínima de armadura de corte y con d mayor que ***250 mm***, el efecto de tamaño especificado en 22.5.5.1.3 reduce la resistencia a corte de losas en dos direcciones por debajo de $0{,}33\sqrt{f'_c}\, b_o d$ (Hawkins and Ospina, 2017, y Dönmez and Bažant, 2017).

Tabla 22.6.5.2. v_c para elementos en dos direcciones sin armadura de corte

v_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$0{,}33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$0{,}083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Notas:
[i] λ_s es el factor de efectos de tamaño dado en 22.5.5.1.3.
[ii] β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, carga concentrada o área de reacción.
[iii] α_s está dada en 22.6.5.3.

22.6.5.3. El valor de α_s es ***40*** para columnas interiores, ***30*** para columnas de borde y ***20*** para columnas en esquina.

22.6.5.4. Para elementos pretensados en dos direcciones, v_c debe calcularse usando 22.6.5.5, siempre que se cumplan (a) hasta (c):

Para columnas cuadradas, la tensión de corte aportada por el hormigón para la resistencia nominal a corte en dos direcciones en losas sometidas a flexión en dos direcciones está limitado a $0{,}33\lambda_s\sqrt{f'_c}$. No obstante, ensayos (Joint ACI-ASCE Committee 426, 1974) han indicado que el valor de $0{,}33\lambda_s\sqrt{f'_c}$ no es conservador cuando la relación β de las longitudes de los lados largo y corto de una columna rectangular o de un área cargada es mayor que ***2,0***. En tales casos, la tensión real de corte en la sección crítica a la falla de corte por punzonamiento varía desde un máximo de aproximadamente $0{,}33\lambda_s\sqrt{f'_c}$ alrededor de las esquinas de una columna o un área cargada, hasta $0{,}17\lambda_s\sqrt{f'_c}$ o menos a lo largo de los lados entre las dos secciones extremas. Otros ensayos (Vanderbilt, 1972) indican que v_c disminuye a medida que se incrementa la relación b_o / d . Las expresiones (b) y (c) de la ***Tabla C 22.6.5.2*** fueron desarrolladas para tomar en cuenta estos dos efectos.

Para formas distintas de las rectangulares, β se toma como la relación entre la dimensión más larga del área cargada y la mayor dimensión del área cargada medida perpendicularmente a la primera, tal como se ilustra para un área de reacción en forma de "**L**" en la ***Figura C 22.6.5.2***. El área efectiva cargada es aquella que encierra totalmente el área cargada real, y para la cual el perímetro es mínimo.

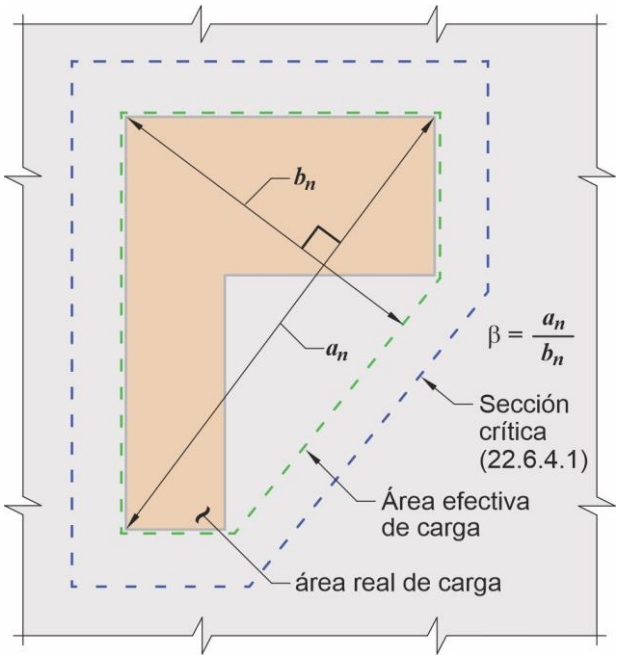


Figura C 22.6.5.2. *Valores de β para un área de carga no rectangular.*

C 22.6.5.3. Los términos "***columnas interiores***", "***columnas de borde***", o "***columnas de esquina***" en este requisito se refieren a las secciones críticas con ***4***, ***3*** ó ***2 lados***, respectivamente.

C 22.6.5.4. Para elementos pretensados en dos direcciones, se especifica una forma modificada de las expresiones (b) y (c) de la ***Tabla 22.6.5.2***. Investigaciones en (ACI 423.3R) indican que la resistencia a corte de losas pretensadas en dos

(a) Se coloca armadura adherente de acuerdo con 8.6.2.3 y 8.7.5.3.

(b) Ninguna porción de la sección transversal de la columna está más cerca de un borde discontinuo que ***4 veces*** el espesor de la losa h .

(c) El pretensado efectivo f_{pc} en cada dirección no es menor de ***0,9 MPa***.

direcciones alrededor de columnas interiores puede predecirse conservadoramente por medio de las expresiones en 22.6.5.5, donde v_c corresponde a una falla por tracción diagonal del hormigón que se inicia en la sección crítica definida en 22.6.4.1. Este modo de falla difiere de una falla de corte por punzonamiento alrededor del perímetro del área cargada de una losa no pretensada calculado usando la expresión (b) de la ***Tabla 22.6.5.2***. Consecuentemente, las expresiones en 22.6.5.5 difieren de las de losas no pretensadas. Los valores para $\sqrt{f'_c}$ y f_{pc} están restringidos en el cálculo debido a los limitados datos de ensayos de que se dispone para valores más altos. Al calcular f_{pc} , debería tenerse en cuenta la pérdida de pretensado debida a restricciones de la losa causadas por tabiques estructurales y otros elementos estructurales.

22.6.5.5. Para elementos pretensados en dos direcciones que cumplen con 22.6.5.4, se permite calcular v_c como el menor de (a) y (b):

(a) $$v_c = 0{,}29\lambda\sqrt{f'_c} + 0{,}3 f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \qquad (22.6.5.5a)$$

(b) $$v_c = 0{,}083\left(1{,}5 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c} + 0{,}3 f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \qquad (22.6.5.5b)$$

donde α_s se encuentra definido en 22.6.5.3, el valor de f_{pc} es el promedio de los valores de f_{pc} en las dos direcciones y no debe ser mayor que ***3,5 MPa***, V_p es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de pretensado que cruzan la sección crítica, y el valor $\sqrt{f'_c}$ no debe exceder ***5,8 MPa***.

22.6.6. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por el hormigón en elementos con armadura de corte

C 22.6.6. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por el hormigón en elementos con armadura de corte

Las secciones críticas de los elementos en dos direcciones con armadura de corte se definen en 22.6.4.1 para las secciones adyacentes a columnas, cargas concentradas o áreas de reacción, y en 22.6.4.2 para las secciones ubicadas más allá de la línea periférica más alejada de estribos o pernos con cabeza para corte. Los valores máximos de v_c para esas secciones críticas se encuentran en la ***Tabla 22.6.6.1***. Los valores límite de v_u para las secciones críticas definidas en 22.6.4.1 se encuentran en la ***Tabla 22.6.6.3***.

El valor máximo de v_c y el valor límite de v_u en la sección crítica más interna (definida en 22.6.4.1) son más altos cuando se emplea como armadura pernos con cabeza para corte que cuando se utilizan estribos (ver el artículo C 8.7.7). Los valores máximos de v_c en las secciones críticas definidas en 22.6.4.2 más allá de la línea periférica más alejada de la armadura de corte son independientes del tipo de armadura aportado para corte.

22.6.6.1. Para elementos en dos direcciones con armadura de corte, el v_c en las secciones críticas debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 22.6.6.1***.

C 22.6.6.1. En losas en dos direcciones con estribos, el máximo valor de v_c se toma como $0{,}17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ debido a

Tabla 22.6.6.1. v_c para elementos en dos direcciones con armadura a corte

Tipo de armadura de corte	Secciones críticas	v_c		
Estribos	Todas	$0{,}17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$		(a)
Armadura de corte de pernos con cabeza	De acuerdo con 22.6.4.1	Menor de (b), (c) y (d)	$0{,}25\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
			$0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)
			$0{,}083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(d)
	De acuerdo con 22.6.4.2	$0{,}17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$		(e)

Notas:
[i] λ_s es el factor de efectos de tamaño dado en 22.5.5.1.3.
[ii] β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, carga concentrada o área de reacción.
[iii] α_s está dada en 22.6.5.3.

22.6.6.2. Se permite tomar λ_s como ***1,0*** si se cumple con (a) o (b):

(a) Los estribos se calculan y detallan de acuerdo con 8.7.6 y $A_v/s \geq 0{,}17\sqrt{f'_c}\, b_o/f_{yt}$.

(b) Los pernos con cabeza lisos de armadura para corte con el fuste del perno que no excede ***250 mm*** se calculan y detallan de acuerdo con 8.7.7 y $A_v/s \geq 0{,}17\sqrt{f'_c}\, b_o/f_{yt}$.

22.6.6.3. Para elementos en dos direcciones con armadura de corte, la altura efectiva debe seleccionarse de tal manera que los valores de v_u calculados en las secciones críticas no deben exceder los valores de la ***Tabla 22.6.6.3***.

que los estribos resisten todo el corte por encima del que se presenta con la fisuras inclinadas, el cual ocurre aproximadamente a la mitad de la capacidad de la losa sin armadura de corte [esto es: $0{,}50\times0{,}33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} = 0{,}17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$, (Hawkins, 1974). El mayor valor de v_c para losas en dos direcciones con armadura de corte de pernos con cabeza está basado en investigaciones (Elgabry and Ghali, 1987).

C 22.6.6.2. El efecto de tamaño en losas con $d > 250$ mm puede mitigarse si se coloca una cantidad mínima de armadura de corte. La capacidad de los pernos con cabeza para corte comunes (lisos) para mitigar efectivamente el efecto de tamaño en la resistencia a corte en dos direcciones en losas puede verse comprometida si se utilizan pernos de longitud mayor de ***250 mm***. Hasta tanto se disponga de evidencia experimental, no está permitido utilizar λ_s igual a ***1,0*** para losas con $d > 250$ mm cuando la longitud de los pernos con cabeza para corte excede ***250 mm***. Apilando los pernos con cabeza uno encima del otro, como se muestra en la ***Figura C 22.6.6.2***, se introduce una cabeza intermedia que contribuye a anclar el perno así apilado.

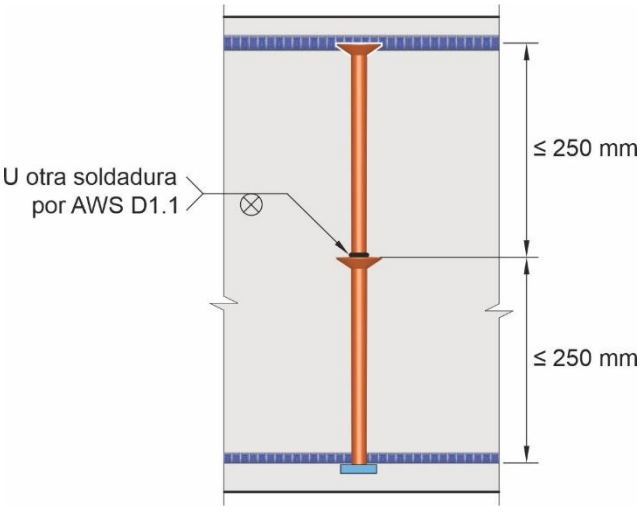


Figura C 22.6.6.2. *Apilado de armadura de pernos con cabeza para corte*

Tabla 22.6.6.3. v_u máximo para elementos en dos direcciones con armadura de corte

Tipo de armadura a corte	v_u máximo en las secciones críticas definidas en 22.6.4.1	
Estribos	$\phi 0{,}5\sqrt{f'_c}$	(a)
Perno con cabeza para corte	$\phi 0{,}66\sqrt{f'_c}$	(b)

22.6.7. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por estribos con una o varias ramas

C 22.6.7. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por estribos con una o varias ramas

22.6.7.1. Se permite emplear armadura de corte consistente en estribos fabricados con barras o alambres, con una o varias ramas, en losas y zapatas, que cumplan con (a) y (b):

(a) d es por lo menos ***150 mm***.

(b) d es al menos igual a $16d_b$, donde d_b es el diámetro de los estribos.

22.6.7.2. Para elementos en dos direcciones con estribos, v_s debe calcularse como:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \qquad (22.6.7.2)$$

donde A_v es la suma del área de todas las ramas de armadura en una línea periférica que sea geométricamente similar al perímetro de la sección de la columna y s es la separación de las líneas periféricas de la armadura de corte medida en dirección perpendicular a la cara de la columna.

C 22.6.7.2. Debido a que en este capítulo se usan tensiones de corte para describir el corte en dos direcciones, la resistencia a corte aportada por la armadura transversal se promedia sobre el área de la sección transversal de la sección crítica.

22.6.8. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por pernos con cabeza

C 22.6.8. Resistencia a corte en dos direcciones aportada por pernos con cabeza

22.6.8.1. Se permite el uso de pernos con cabeza para corte como armadura de corte en losas y zapatas siempre y cuando la colocación y geometría del perno con cabeza cumpla con 8.7.7.

Ensayos (ACI 421.1R-08) demuestran que los pernos con cabeza para corte anclados mecánicamente lo más cerca posible de la parte superior e inferior de las losas son efectivos para resistir el corte por punzonamiento. La sección crítica más allá de la armadura de corte, en general tiene una forma poligonal (ver las ***Figuras C 22.6.4.2a, C 22.6.4.2b y C 22.6.4.2c***). Se recomienda la lectura del ACI 421.1R-08, donde se encuentran las ecuaciones para calcular las tensiones de corte en este tipo de secciones.

22.6.8.2. Para elementos en dos direcciones con pernos con cabeza para corte, v_s debe calcularse como:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \qquad (22.6.8.2)$$

C 22.6.8.2. Debido a que en este capítulo se usan tensiones de corte para describir el corte en dos direcciones, la resistencia a corte aportada por la armadura transversal se promedia sobre el área de la sección transversal de la sección crítica.

donde A_v es la suma del área de todos los pernos con cabeza a corte en una línea periférica que sea geométricamente similar al perímetro de la sección de la columna y s es la separación de las líneas periféricas de pernos con cabeza medida en dirección perpendicular a la cara de la columna.

22.6.8.3. Cuando se utilicen pernos con cabeza para corte, A_v/s debe cumplir con:

$$\frac{A_v}{s} \geq 0{,}17\sqrt{f'_c}\,\frac{b_o}{f_{vt}} \qquad (22.6.8.3)$$

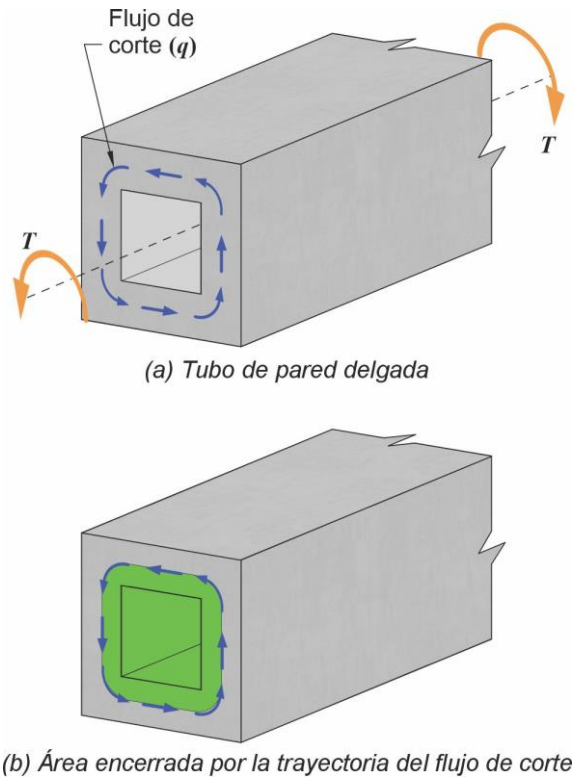
22.7. RESISTENCIA A TORSIÓN

C 22.7. RESISTENCIA A TORSIÓN

El cálculo para torsión en este artículo está basado en la analogía de un reticulado espacial para un tubo de pared delgada. Una viga sometida a torsión se idealiza como un tubo de pared delgada en el que se desprecia el núcleo de hormigón de la sección transversal de la viga maciza, tal como se muestra en la ***Figura C 22.7(a)***. Una vez que la viga de hormigón armado se ha fisurado en torsión, su resistencia torsional es provista básicamente por estribos cerrados y barras longitudinales ubicados cerca de la superficie del elemento. En la analogía del tubo de pared delgada se supone que la resistencia es aportada por la capa exterior de la sección transversal centrada aproximadamente en los estribos cerrados. Tanto las secciones macizas como las huecas se idealizan como tubos de pared delgada tanto antes como después de la fisuración.

En un tubo cerrado de pared delgada, el producto de la tensión de corte τ debida a torsión y del espesor de la pared t en cualquier punto del perímetro se conoce como flujo de corte, $q = \tau t$. El flujo de corte q debido a la torsión actúa según se muestra en la ***Figura C 22.7(a)*** y es constante en todos los puntos alrededor del perímetro. La trayectoria a lo largo de la cual actúa se extiende alrededor del tubo en la mitad del espesor de la pared. En cualquier punto a lo largo del perímetro del tubo, la tensión de corte debida a la torsión es $\tau = T/(2A_o t)$, donde A_o es el área total encerrada por la trayectoria del flujo de corte, mostrada sombreada en la ***Figura C 22.7(b)***, y t es el espesor de la pared en el punto en que se está calculando τ . En un elemento hueco con paredes continuas, A_o incluye el área del hueco.

La contribución del hormigón a la resistencia a torsión se desprecia, de modo que no existe una reducción de la contribución del hormigón a la resistencia a corte en los casos de torsión y corte combinados. El procedimiento de cálculo se deriva y compara con resultados de ensayos en MacGregor and Ghoneim (1995) y Hsu (1997).



(a) Tubo de pared delgada

(b) Área encerrada por la trayectoria del flujo de corte

Figura C 22.7. *(a) Tubo de pared delgada, y (b) área encerrada por la trayectoria del flujo de corte.*

22.7.1. Generalidades

22.7.1.1. Los requisitos de este artículo se aplican a los elementos cuando $T_u \geq \phi T_{th}$, donde ϕ se encuentra definido en el ***Capítulo 21*** y el umbral de torsión, T_{th} , se encuentra definido en 22.7.4. Cuando $T_u < \phi T_{th}$, se permite despreciar los efectos de la torsión.

22.7.1.2. La resistencia nominal a torsión debe calcularse de acuerdo con 22.7.6.

22.7.1.3. Para calcular T_{th} y T_{cr} , λ debe determinarse de acuerdo con 19.2.4.

C 22.7.1. Generalidades

C 22.7.1.1. Los momentos a torsión que no exceden el umbral de torsión, T_{th} , no causarán una reducción estructuralmente significativa en la resistencia a flexión y a corte y pueden ser ignorados.

22.7.2. Límites a la resistencia de los materiales

22.7.2.1. Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados para calcular T_{th} y T_{cr} no deben exceder ***8,3 MPa***.

22.7.2.2. Los valores de f_y y f_{yt} usados en el cálculo de la armadura transversal y longitudinal para torsión no deben exceder los límites establecidos en 20.2.1.3.

C 22.7.2. Límites a la resistencia de los materiales

C 22.7.2.1. Debido a la falta de información proveniente de ensayos y de experiencias prácticas con hormigones con resistencias a compresión mayores a ***70 MPa***, el Reglamento impuso un valor máximo de ***8,3 MPa*** a $\sqrt{f'_c}$ en los cálculos de resistencia a torsión.

C 22.7.2.2. El limitar los valores de f_y y f_{yt} usados para el cálculo de la armadura para torsión a ***420 MPa*** garantiza un control sobre el ancho de las fisuras diagonales.

22.7.3. Momento torsor mayorado

C 22.7.3. Momento torsor mayorado

En el dimensionamiento a torsión de estructuras de hormigón armado se pueden identificar dos condiciones (Collins and Lampert, 1973; Hsu and Burton, 1974):

(a) Los momentos torsores no pueden ser reducidos por redistribución de las fuerzas internas (22.7.3.1). Esto se identifica como torsión de equilibrio, dado que el momento torsor se requiere para el equilibrio de la estructura. Para esta condición, ilustrada en la ***Figura C 22.7.3a***, debe colocarse armadura de torsión para resistir todo el momento torsor de cálculo.

(b) El momento torsor puede ser reducido debido a redistribución de las fuerzas internas después de la fisuración (22.7.3.2) si la torsión proviene del giro del elemento necesario para mantener la compatibilidad de deformaciones. Este tipo de torsión se identifica como torsión de compatibilidad.
Para esta condición, ilustrada en la ***Figura C 22.7.3b***, la rigidez torsional antes de la fisuración corresponde a la de la sección no fisurada de acuerdo con la teoría de Saint Venant. En el momento de la fisuración torsional, sin embargo, se produce un gran giro bajo un momento torsor esencialmente constante, lo que genera una gran redistribución de fuerzas en la estructura (Collins and Lampert, 1973; Hsu and Burton, 1974). El momento torsor de fisuración bajo una combinación de corte, momento y torsión corresponde a una tensión principal de tracción ligeramente inferior al valor de $\mathbf{0,33\lambda}\sqrt{f'_c}$ utilizado en C 22.7.5.

Cuando el momento torsor excede el momento torsor de fisuración (22.7.3.2), se puede suponer que se ha producido un momento torsor mayorado máximo igual al momento torsor de fisuración en las secciones críticas cerca de las caras de los apoyos. Este límite ha sido establecido para controlar el ancho de las fisuras de torsión.

El artículo 22.7.3.2 se aplica a estructuras típicas y regulares. En soluciones estructurales que imponen rotaciones torsionales significativas dentro de una longitud limitada del elemento, como grandes momentos torsores ubicados cerca de una columna rígida, o una columna que rota en direcciones inversas debido a otras cargas, es recomendable realizar un análisis más detallado.

Cuando el momento torsor mayorado, obtenido a partir de un análisis elástico basado en las propiedades de la sección no fisurada, se encuentra entre ϕT_{th} y ϕT_{cr}, la armadura para torsión debería dimensionarse para resistir los momentos torsores calculados.

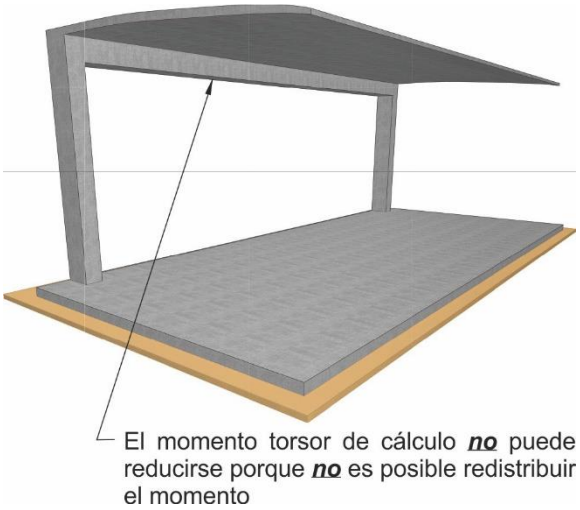


Figura C 22.7.3a. *Torsión de equilibrio, el momento torsor de cálculo no puede ser reducido (22.7.3.1).*

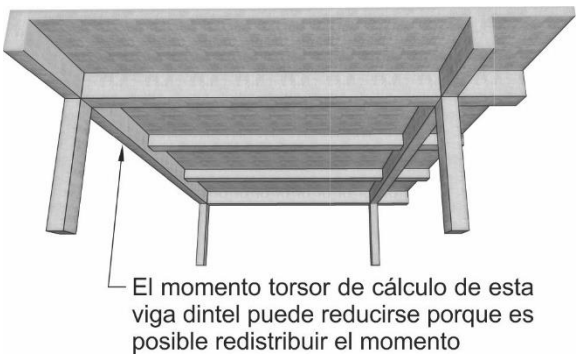


Figura C 22.7.3b. *Torsión de compatibilidad, el momento torsor de cálculo puede ser reducido (22.7.3.2).*

22.7.3.1. Si $T_u \geq \phi T_{cr}$ y se requiere de T_u para mantener el equilibrio, el elemento debe proyectarse para resistir T_u .

22.7.3.2. En una estructura estáticamente indeterminada, donde $T_u \geq \phi T_{th}$ y la reducción de T_u en un elemento puede ocurrir debido a la redistribución de fuerzas internas después de la fisuración por torsión, se permite reducir T_u al valor de ϕT_{cr} , donde la fisuración por torsión, T_{cr} , se encuentra definida en 22.7.5.

22.7.3.3. Cuando T_u se redistribuye de acuerdo con 22.7.3.2, los momentos y cortes mayorados usados para el dimensionamiento de los elementos adyacentes deben estar en equilibrio con la torsión reducida.

22.7.4. Umbral de torsión

C 22.7.4. Umbral de torsión

22.7.4.1. El umbral de torsión, T_{th} , debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 22.7.4.1(a)*** para las secciones transversales macizas y con la ***Tabla 22.7.4.1(b)*** para las secciones transversales huecas, donde N_u es positivo para compresión y negativo para tracción.

El umbral de torsión se define como un cuarto del momento torsor de fisuración, T_{cr} . Para secciones de elementos macizos, la interacción entre la torsión de fisuración y el corte por fisuración inclinada es aproximadamente circular o elíptica. Para una relación de este tipo, un umbral de

Tabla 22.7.4.1(a). Umbral de torsión para secciones transversales macizas

Tipo de elemento	T_{th}	
Elementos no pretensados	$0{,}083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Elementos pretensados	$0{,}083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Elementos no pretensados sometidos a fuerza axial	$0{,}083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0{,}33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

Tabla 22.7.4.1(b). Umbral de torsión para secciones transversales huecas

Tipo de elemento	T_{th}	
Elementos no pretensados	$0{,}083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Elementos pretensados	$0{,}083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Elementos no pretensados sometidos a fuerza axial	$0{,}083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0{,}33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

momento torsor de T_{th} , como se usa en 22.7.4.1, corresponde a una reducción de menos del ***5 %*** en el corte por fisuración inclinada, la cual se considera despreciable.

Para torsión, una sección hueca se define como aquella que posee uno o más vacíos longitudinales, como una viga cajón de celda simple o múltiple. Los vacíos longitudinales pequeños, como ductos de postesado no inyectados que resultan con una relación $A_g / A_{cp} \geq 0{,}95$, pueden ser ignorados al calcular T_{th} . La interacción entre la fisuración por torsión y la fisuración por corte para las secciones huecas se supone que varía desde una relación elíptica para los elementos con vacíos pequeños hasta una relación lineal para las secciones de paredes delgadas con grandes vacíos. Para una interacción lineal, un momento torsor T_{th} provoca una reducción en el corte por fisuración inclinada de alrededor del ***25 %***, que se estimó significativa. Por lo tanto, las expresiones para T_{th} para las secciones macizas fueron multiplicadas por el factor $(A_g/A_{cp})^2$ para desarrollar las expresiones para secciones huecas. Ensayos de vigas macizas y huecas (Hsu 1968) indican que el momento torsor de fisuración de una sección hueca es aproximadamente (A_g/A_{cp}) veces el momento torsor de fisuración de una sección maciza con las mismas dimensiones externas. El multiplicador adicional de (A_g/A_{cp}) refleja la transición desde la interacción circular entre las cargas de fisuración inclinada por corte y las cargas de fisuración inclinada por torsión para los elementos macizos, hasta la interacción aproximadamente lineal para el caso de las secciones huecas de pared delgada.

22.7.5. Torsión de fisuración

C 22.7.5. Torsión de fisuración

22.7.5.1. El momento torsor de fisuración, T_{cr} , debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 22.7.5.1*** para secciones macizas y secciones transversales huecas, donde N_u es positivo para compresión y negativo para tracción.

Tabla 22.7.5.1. Torsión de fisuración

Tipo de elemento	T_{cr}	
Elementos no pretensados	$0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Elementos pretensados	$0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Elementos no pretensados sometidos a fuerza axial	$0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0{,}33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

El momento de fisuración bajo torsión pura, T_{cr} , se deriva de reemplazar la sección real por un tubo de pared delgada equivalente con un espesor de pared t antes de la fisuración de $0{,}75A_{cp}/p_{cp}$ y un área encerrada por el eje de la pared A_o igual a $2A_{cp}/3$. Se supone que la fisuración se produce cuando la tensión principal de tracción alcanza el valor $0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}$. La tensión en la fisuración $0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}$ se ha tomado intencionalmente como una frontera inferior. En una viga no pretensada, resistiendo solamente torsión, la tensión principal de tracción es igual a la tensión de corte por torsión, $\tau = T/(2A_o t)$. Así, la fisuración se produce cuando τ alcanza el valor de $0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}$, dejando el momento torsor de fisuración T_{cr} como está definido en la expresión (a) de la ***Tabla 22.7.5.1***.

En elementos pretensados, el momento de fisuración por torsión se incrementa por el pretensado dado en la expresión (b) de la ***Tabla 22.7.5.1***. Un análisis usando el círculo de Mohr basado en tensiones medias, muestra que el momento torsor requerido para producir una tensión principal de tracción igual a $0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}$ es $\sqrt{1+f_{pc}/(0{,}33\lambda\sqrt{f'_c})}$ veces el momento torsor de fisuración correspondiente a una viga no pretensada. Se hizo una modificación similar en la expresión (c) de la ***Tabla 22.7.5.1*** para elementos sometidos a carga axial y torsión.

Cuando el momento torsor mayorado excede ϕT_{cr} en una estructura estáticamente indeterminada, se puede suponer que se ha producido un momento torsor mayorado máximo igual a ϕT_{cr} en las secciones críticas cerca de las caras de los apoyos. Este límite ha sido establecido para controlar el ancho de las fisuras por torsión. El reemplazo de A_{cp} por A_g cómo se hace en los cálculos de T_{th} para las secciones huecas en 22.7.4.1 no se aplica aquí. Así, el momento torsor después de la redistribución es mayor y, en consecuencia, más conservador.

22.7.6. Resistencia a torsión

C 22.7.6. Resistencia a torsión

La resistencia de cálculo a torsión ϕT_n debe ser igual o mayor que la torsión T_u debida a las cargas mayoradas. Para el cálculo de T_n, se supone que toda la torsión es resistida por los estribos y el acero longitudinal sin contribución del hormigón en la resistencia a torsión. Al mismo tiempo, la resistencia nominal a corte del hormigón, V_c, se supone que no cambia por la presencia de torsión.

22.7.6.1. Para elementos pretensados y no pretensados, T_n debe ser el menor de (a) y (b):

$$\text{(a)}\quad T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad \text{(22.7.6.1a)}$$

$$\text{(b)}\quad T_n = \frac{2A_o A_\ell f_y}{p_h}\tan\theta \qquad \text{(22.7.6.1b)}$$

donde A_o debe determinarse por análisis y θ no debe tomarse menor a ***30º*** ni mayor que ***60º***. A_t es el área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión; A_ℓ es el área de armadura longitudinal que resiste torsión y p_h es el perímetro de la línea central del estribo cerrado colocado más afuera en la sección.

C 22.7.6.1. La ecuación (22.7.6.1a) está basada en la analogía del reticulado espacial mostrada en la ***Figura C 22.7.6.1a*** con diagonales de compresión a un ángulo θ, suponiendo que el hormigón no resiste tracción y que la armadura está en fluencia. Después del desarrollo de la fisuración por torsión, la resistencia torsional proviene principalmente de los estribos cerrados, la armadura longitudinal y las diagonales de compresión. El hormigón fuera de estos estribos es relativamente inefectivo. Por esta razón A_o, el área encerrada por la trayectoria del flujo de corte alrededor del perímetro del tubo, se define después de la fisuración en términos de A_{oh}, correspondiendo al área encerrada por el eje de la armadura transversal más exterior para torsión.

El flujo de corte ***q*** en las paredes del tubo, descripto en el C 22.7, puede ser descompuesto en los esfuerzos de corte V_1 a V_4 que actúan en los lados individuales del tubo o reticulado espacial, como se muestra en la ***Figura C 22.7.6.1a***.

Tal como lo muestra la ***Figura C 22.7.6.1b***, en una pared dada del tubo, el flujo de corte V_i es resistido por una componente de compresión diagonal, $D_i = V_i / sen\,\theta$, en el hormigón. Se necesita de una fuerza axial de tracción, $N_i = V_i\,(cot\,\theta)$ en la armadura longitudinal para completar la descomposición de V_i.

Debido a que el flujo de corte causado por torsión es constante en todos los puntos a lo largo del perímetro, las resultantes de D_i y N_i actúan a media altura del lado ***i***. Como resultado, se puede suponer que la mitad de N_i es resistida por cada cordón superior e inferior, como se muestra. Debe colocarse una armadura longitudinal con una capacidad $A_\ell f_y$ para resistir la suma de las fuerzas N_i, ΣN_i actuando en todas las paredes del tubo.

En la deducción de la ecuación (22.7.6.1b), las fuerzas axiales de tracción se suman a lo largo de los lados del área A_o . Estos lados forman un perímetro, p_o , aproximadamente igual a la longitud de la línea que une los centros de las barras en las esquinas del tubo. Por facilidad de cálculo, esto ha sido reemplazado por el perímetro de los estribos cerrados, p_h .

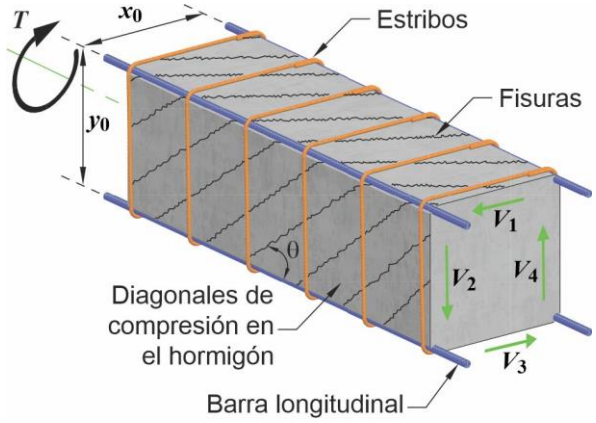


Figura C 22.7.6.1a. *Analogía del reticulado espacial*

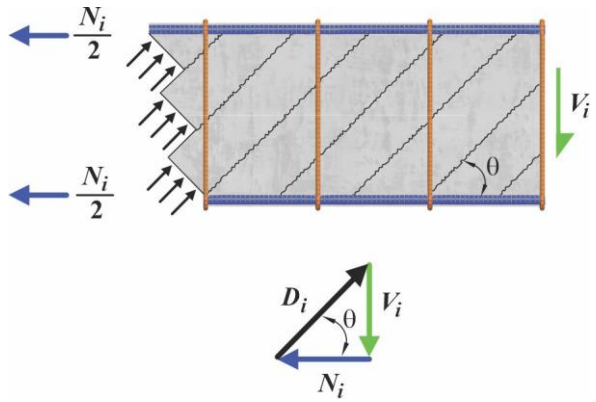


Figura C 22.7.6.1b. *Descomposición del esfuerzo de corte* V_i *en una fuerza de compresión* D_i *y una fuerza de tracción axial* N_i *en una de las paredes del tubo.*

22.7.6.1.1. En las ecuaciones (22.7.6.1a) y (22.7.6.1b), se permite tomar A_o igual a $0{,}85A_{oh}$.

C 22.7.6.1.1. El área A_{oh} se muestra en la ***Figura C 22.7.6.1.1*** para diferentes secciones transversales. En secciones en forma de **I**, **T**, **L**, o **circulares**, A_{oh} se toma como el área encerrada por la armadura transversal más exterior.

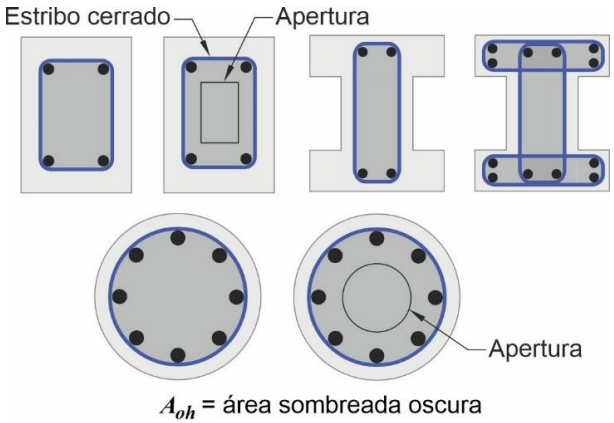


Figura C 22.7.6.1.1. *Definición de* A_{oh}

22.7.6.1.2. En las ecuaciones (22.7.6.1a) y (22.7.6.1b), se permite tomar θ igual a (a) o (b):

(a) ***45º*** en elementos no pretensados o elementos con $A_{ps}f_{se} < 0{,}4(A_{ps}f_{pu}+A_s f_y)$.

(b) ***37,5º*** para elementos pretensados con $A_{ps}f_{se} \geq 0{,}4(A_{ps}f_{pu}+A_s f_y)$.

C 22.7.6.1.2. El ángulo θ puede ser obtenido por análisis (Hsu 1990) o puede tomarse igual a los valores dados en 22.7.6.1.2(a) o (b). El mismo valor de θ debe ser usado tanto en la ecuación (22.7.6.1a) como en la ecuación (22.7.6.1b). A medida que θ disminuye, la cantidad de estribos requerida por la ecuación (22.7.6.1a) disminuye. Al mismo tiempo la cantidad de acero longitudinal requerido por la ecuación (22.7.6.1b) aumenta.

22.7.7. Límites para secciones transversales

C 22.7.7. Límites para secciones transversales

22.7.7.1. Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que se cumpla con (a) o (b):

(a) en secciones macizas:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w\, d}\right)^2+\left(\frac{T_u\, p_h}{1{,}7\, A_{oh}{}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w\, d}+0{,}66\sqrt{f'_c}\right) \qquad (22.7.7.1a)$$

(b) en secciones huecas:

$$\left(\frac{V_u}{b_w\, d}\right)+\left(\frac{T_u\, p_h}{1{,}7\, A_{oh}{}^2}\right) \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_w\, d}+0{,}66\sqrt{f'_c}\right) \qquad (22.7.7.1b)$$

C 22.7.7.1. El tamaño de una sección transversal se limita por dos razones, primero para reducir la fisuración excesiva y segundo para minimizar el potencial aplastamiento de la superficie de hormigón debido a la tensión inclinada de compresión producida por el corte y la torsión. En las ecuaciones (22.7.7.1a) y (22.7.7.1b), los dos términos en el lado izquierdo corresponden a las tensiones de corte debidas a corte y a torsión. La suma de estas dos tensiones no puede ser mayor que la tensión que produce la fisuración por corte más $0{,}66\sqrt{f'_c}$, similar a la resistencia límite dada en 22.5.1.2 para corte sin torsión. El límite está expresado en términos de V_c para permitir su uso para hormigón pretensado y no pretensado. Fue deducido inicialmente sobre la base del control de fisuración. No es necesario verificar el aplastamiento del alma dado que se produce con tensiones de corte mayores.

En una sección hueca, las tensiones de corte debidas a corte y a torsión se producen ambas en las paredes del cajón como se muestra en la ***Figura 22.7.7.1(a)***, y por lo tanto se pueden sumar directamente en el punto A, como se hace en la ecuación (22.7.7.1b). En una sección maciza las tensiones de corte debidas a torsión actúan en la sección "tubular" exterior, mientras que las tensiones de corte debidas a V_u se reparten a través del ancho de la sección como se muestra en la ***Figura C 22.7.7.1(b)***. Por esta razón las tensiones se combinan en la ecuación (22.7.7.1a) usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados en vez de la suma directa.

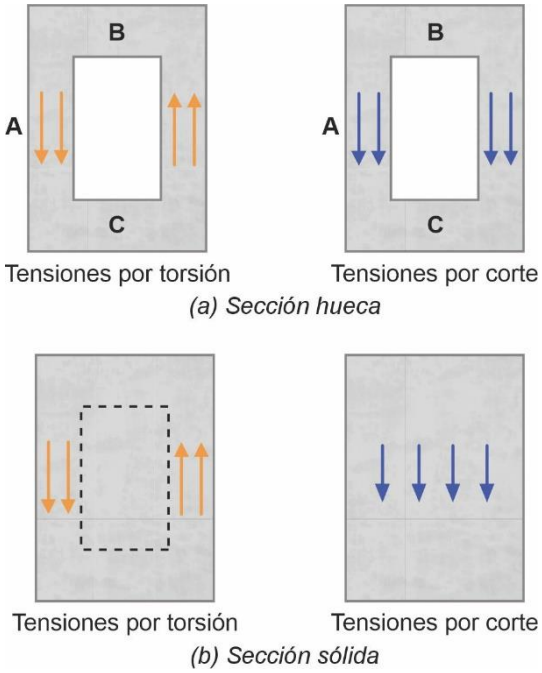


Figura C 22.7.7.1. *Adición de las tensiones de corte y por torsión*

22.7.7.1.1. Para elementos pretensados, no hay necesidad de tomar el valor de d usado en 22.7.7.1 menor que $0{,}8h$.

C 22.7.7.1.1. A pesar de que el valor de d puede variar a lo largo de la luz en una viga pretensada, estudios (MacGregor and Hanson, 1969) han indicado que, para elementos de hormigón pretensados, no hay necesidad de tomar d menor que $0{,}8h$. Las vigas analizadas tenían alguna armadura pretensada recta o barras de armadura en la parte inferior de la sección y estribos que rodeaban la armadura longitudinal.

22.7.7.1.2. Si el espesor de la pared varía a lo largo del perímetro de una sección hueca, la ecuación (22.7.7.1b) debe ser evaluada en la ubicación en donde el término sea máximo.

$$\left(\frac{V_u}{b_w\, d}\right)+\left(\frac{T_u\, p_h}{1{,}7\, A_{oh}{}^2}\right)$$

C 22.7.7.1.2. Generalmente, la máxima tensión torsional ocurre en la pared en la cual las tensiones de corte y de torsión se suman [Punto A en la ***Figura C 22.7.7.1(a)***]. Si las alas superior o inferior son más delgadas que las almas, puede ser necesario evaluar la ecuación (22.7.7.1b) en los puntos B y C de la ***Figura C 22.7.7.1(a)***. En estos puntos, las tensiones debidas al corte son usualmente despreciables.

22.7.7.2. Para secciones huecas donde el espesor de la pared es menor que A_{oh}/p_h , el término $T_u p_h/(1{,}7A_{oh}{}^2)$ en la ecuación (22.7.7.1b) debe ser tomado como $T_u/(1{,}7A_{oh}t)$, donde t es el espesor de la pared de la sección hueca en la ubicación donde se están verificando las tensiones.

22.8. APLASTAMIENTO

C 22.8. APLASTAMIENTO

22.8.1. Generalidades

C 22.8.1. Generalidades

22.8.1.1. El artículo 22.8 debe aplicarse al cálculo de las tensiones de aplastamiento en elementos de hormigón.

22.8.1.2. Los requisitos para aplastamiento en 22.8 no aplican a las zonas de anclajes de postesado.

C 22.8.1.2. Debido a que las zonas de anclaje de postesado en general se proyectan de acuerdo con 25.9, las

disposiciones en 22.8 para resistencia al aplastamiento no son aplicables.

22.8.2. Resistencia requerida

C 22.8.2. Resistencia requerida

22.8.2.1. La fuerza mayorada de compresión transferida a través de aplastamiento debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el ***Capítulo 5*** y los procedimientos de análisis del ***Capítulo 6***.

22.8.3. Resistencia de cálculo

22.8.3.1. La Resistencia de cálculo al aplastamiento debe cumplir con:

$$\phi B_n \geq B_u \qquad (22.8.3.1)$$

para cada combinación de mayoración de carga aplicable.

22.8.3.2. La resistencia nominal al aplastamiento, B_n , debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 22.8.3.2***, donde A_1 corresponde a la zona cargada y A_2 es el área de la base inferior del mayor tronco de pirámide, cono, o cuña contenida totalmente dentro del apoyo y que tiene su base superior igual al área cargada. Los lados de la pirámide, cono o cuña deben tener una inclinación de **1** vertical a **2** horizontal.

Tabla 22.8.3.2. Resistencia nominal al aplastamiento

Geometría del área de apoyo	B_n		
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	El menor de (a) y (b)	$\sqrt{A_2/A_1}\,(0{,}85f'_cA_1)$	(a)
		$2\,(0{,}85f'_cA_1)$	(b)
Otros casos	$0{,}85f'_cA_1$		(c)

C 22.8.3.2. La tensión por aplastamiento permitida de $0{,}85f'_c$ está basada en los resultados de ensayos que se describen en Hawkins (1968). Cuando el área de apoyo es más ancha en todos sus lados que el área cargada, el hormigón circundante confina el área de apoyo, lo que da como resultado un aumento en la resistencia al aplastamiento. Este artículo no aporta una altura mínima para un elemento de apoyo, la cual muy probablemente estará controlada por requisitos para punzonamiento de 22.6.

A_1 constituye el área cargada, pero no debe ser mayor que la placa de apoyo o que el área de la sección transversal de apoyo.

Cuando la parte superior del apoyo es escalonada o en forma piramidal, se pueden obtener ventajas del hecho de que el elemento de apoyo es mayor que el área cargada, siempre que el lado de dicho elemento no se incline en un ángulo demasiado grande. La ***Figura C 22.8.3.2*** ilustra la aplicación de un tronco de pirámide para encontrar A_2 en un apoyo donde se transfiere carga vertical.

Se debe proveer una resistencia al aplastamiento adecuada en los casos en los cuales la fuerza de compresión que se transfiere actúa en una dirección que no es normal a la superficie de apoyo. Para esos casos, este artículo aplica para la componente normal y la componente tangencial debe ser transferida por otros métodos, tales como tornillos de anclaje o pernos de corte.

El tronco de pirámide no debería confundirse con la trayectoria en la que se distribuye una carga que baja a través del área de apoyo. Dicha trayectoria de carga tiene lados más inclinados. Sin embargo, el tronco de pirámide descrito tiene poca pendiente en las caras laterales para asegurar que existe hormigón rodeando la zona de altas tensiones en el área de aplastamiento.

Cuando ocurren fuerzas de tracción en el plano del apoyo, puede ser deseable reducir la tensión admisible al

aplastamiento, o disponer armadura de confinamiento, o ambos. En el *PCI Design Handbook* se dan pautas para hormigón pretensado y prefabricado (PCI MNL 120).

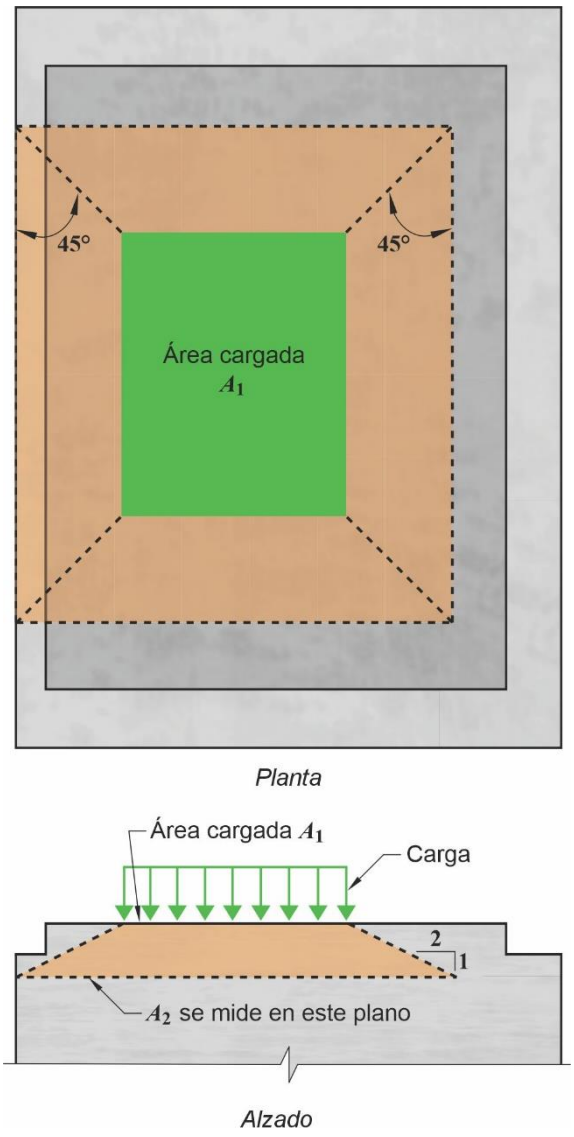


Figura C 22.8.3.2. *Aplicación del tronco de pirámide para determinar* A_2 *en apoyos escalonados o inclinados.*

22.9. CORTE POR FRICCIÓN

C 22.9. CORTE POR FRICCIÓN

22.9.1. Generalidades

C 22.9.1. Generalidades

22.9.1.1. Este artículo aplica donde sea apropiado considerar transferencia de corte a través de cualquier plano dado, como puede ser una fisura existente o potencial, una interfaz entre materiales diferentes, o una interfaz entre dos hormigones construidos en tiempos diferentes.

C 22.9.1.1. El propósito de este artículo es proveer un método de cálculo para tener en cuenta posibles fallas por deslizamiento de corte en un plano. Estas situaciones incluyen un plano formado por una fisura en hormigón monolítico, una interfaz entre hormigón y acero, y una interfaz entre hormigones construidos en tiempos diferentes (Birkeland and Birkeland, 1966; Mattock and Hawkins, 1972).

A pesar de que el hormigón no fisurado es relativamente resistente bajo corte directo, siempre existe la posibilidad de que se presente fisuración en una ubicación desfavorable. El

concepto de corte por fricción supone que esta fisura se va a formar y que la armadura se coloca a través de la fisura para resistir el desplazamiento relativo que se presente en la fisura. Cuando el corte actúa a lo largo de la fisura, una cara de la fisura resbala con respecto a la otra. Si las caras de la fisura son rugosas o son irregulares, el resbalamiento induce una separación de sus caras. Al nivel de resistencia nominal, la separación que se presenta es suficiente para que se presente tracción en la armadura que atraviesa la fisura llevándola hasta su resistencia especificada a la fluencia. La armadura en tracción produce una fuerza de sujeción, $A_{vf} f_y$, como una abrazadera que tiende a presionar las caras de la fisura, con el corte aplicado siendo resistido por la fricción entre irregularidades de las caras de la fisura y por efecto dovela de la armadura que la atraviesa. El uso exitoso de estos requisitos depende de la selección apropiada de la fisura supuesta (PCI MNL 120; Birkeland and Birkeland, 1966).

22.9.1.2. El área requerida de armadura para corte por fricción a través del plano de corte supuesto, A_{vf} , debe calcularse de acuerdo con 22.9.4. Alternativamente, se pueden utilizar métodos de cálculo de transferencia de corte que resulten en predicciones de la resistencia que estén substancialmente de acuerdo con los resultados de ensayos de amplio alcance.

C 22.9.1.2. La relación entre la resistencia al corte transferido y la armadura de corte que atraviesa el plano de la fisura puede expresarse de diferentes formas. Las ecuaciones (22.9.4.2) y (22.9.4.3) se basan en el modelo de corte por fricción y proveen un estimado conservador de la capacidad de transferencia de corte.

Otras relaciones que den estimativos más precisos de la capacidad de transferencia de corte pueden ser utilizadas bajo los requisitos de este artículo. En el *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120), Mattock et al. (1976b), y Mattock (1974) se presentan ejemplos de estos procedimientos.

22.9.1.3. El valor de f_y usado para calcular V_n de corte por fricción no debe exceder el límite dado en 20.2.1.3.

22.9.1.4. La preparación de la superficie del plano supuesto en el cálculo debe especificarse en los documentos de construcción.

C 22.9.1.4. Para hormigón colocado contra hormigón endurecido o acero estructural, 26.5.6.1 requiere que el Proyectista o Diseñador Estructural especifique la preparación de la superficie en los Documentos para la Construcción.

22.9.2. Resistencia requerida

22.9.2.1. Las fuerzas mayoradas que se transfieren a través del plano de corte supuesto deben calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el ***Capítulo 5*** y los procedimientos de análisis dados en el ***Capítulo 6***.

22.9.3. Resistencia de cálculo

22.9.3.1. La resistencia de cálculo para el corte transferido a través del plano de corte supuesto debe cumplir con:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad (22.9.3.1)$$

para cada combinación de mayoración de carga aplicable.

22.9.4. Resistencia nominal a corte

22.9.4.1. El valor de V_n que se transfiere a través del plano de corte supuesto debe calcularse de acuerdo con 22.9.4.2 ó 22.9.4.3. V_n no debe exceder el valor calculado de acuerdo con 22.9.4.4.

22.9.4.2. Si la armadura de corte por fricción es perpendicular al plano de corte, la resistencia nominal a corte a través del plano de corte supuesto debe calcularse por medio de:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \qquad (22.9.4.2)$$

donde A_{vf} es el área de la armadura que atraviesa el plano de corte supuesto con el fin de resistir el corte y μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con la ***Tabla 22.9.4.2***.

Tabla 22.9.4.2. Coeficientes de fricción

Estado de la superficie de contacto	Coeficiente de fricción μ [1]	
Hormigón construido monolíticamente	$1,4\lambda$	(a)
Hormigón colocado contra hormigón endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm	$1,0\lambda$	(b)
Hormigón colocado contra hormigón endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso	$0,6\lambda$	(c)
Hormigón construido contra acero estructural que está tal como fue laminado, sin pintar, y con el corte transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados.	$0,7\lambda$	(d)

[1] λ = ***1,0*** para hormigón de peso normal. Para hormigón liviano, λ se debe calcular como se indica en 19.2.4, pero no debe exceder ***0,85***.

22.9.4.3. Si la armadura de corte por fricción está inclinada con respecto al plano de corte, y el esfuerzo de corte induce tracción en la armadura de corte por fricción, la resistencia nominal a corte transferido a través del plano de corte supuesto debe calcularse con:

$$V_n = A_{vf} f_y \left(\mu \operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha\right) \qquad (22.9.4.3)$$

donde α es el ángulo entre el armadura de corte por fricción y el plano supuesto de corte, y μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con la ***Tabla 22.9.4.2***.

C 22.9.4. Resistencia nominal a corte

C 22.9.4.2. El área requerida para la armadura de corte por fricción, A_{vf}, se calcula usando:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \qquad (C\ 22.9.4.2)$$

El límite superior de la resistencia a corte que se obtiene usando la ecuación (22.9.4.2) está dado en 22.9.4.4.

En el método de cálculo de corte por fricción se supone que toda la resistencia a corte se debe a la fricción entre las caras de la fisura. Por lo tanto, se necesita utilizar valores artificialmente altos del coeficiente de fricción en la ecuación de resistencia de corte por fricción de tal manera que la resistencia a corte calculada esté razonablemente de acuerdo con los resultados de los ensayos.

Para hormigón colocado contra hormigón endurecido que no se ha hecho rugoso de acuerdo con 22.9.4.2, la resistencia a corte se debe principalmente al efecto dovela de la armadura. Resultados de ensayos (Mattock 1977) indican que el valor reducido de $\mu = 0,6\lambda$ especificado para este caso es apropiado.

Para hormigón colocado contra acero estructural que está tal como fue laminado, la armadura para transferencia de corte puede estar constituida por barras de armadura o pernos con cabeza. El dimensionamiento de conectores de corte para acción compuesta del hormigón de la losa y las vigas de acero estructural no está cubierto por estos requisitos. Hasta tanto se emita un documento al respecto, se recomienda la lectura del AISC 360-10 que contiene requisitos de dimensionamiento para estos sistemas.

C 22.9.4.3. En la ***Figura C 22.9.4.3a*** se muestra armadura de corte por fricción inclinada (Mattock 1974), donde α es el ángulo agudo entre la barra y el plano de corte. La ecuación (22.9.4.3) aplica únicamente cuando la componente del esfuerzo de corte paralela a la armadura produce tracción en la armadura y la componente de la fuerza paralela al plano de corte resiste parte del corte, como se muestra en la ***Figura C 22.9.4.3a***.

Si la armadura de corte por fricción está tan inclinada que la componente del esfuerzo de corte paralela a la armadura produce compresión en ella, como se muestra en la ***Figura C 22.9.4.3b***, el procedimiento de corte por fricción no es aplicable ($V_n = 0$).

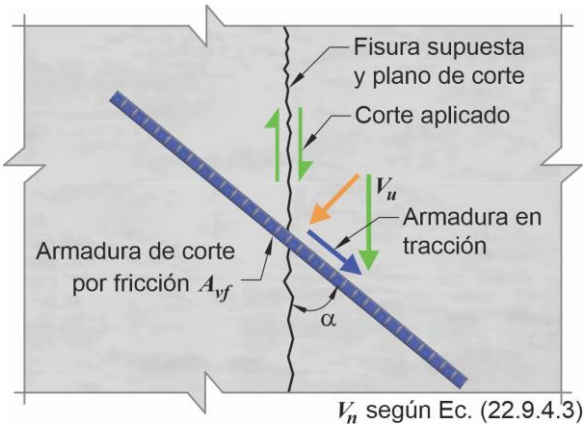


Figura C 22.9.4.3a. *Tracción en la armadura de corte por fricción*

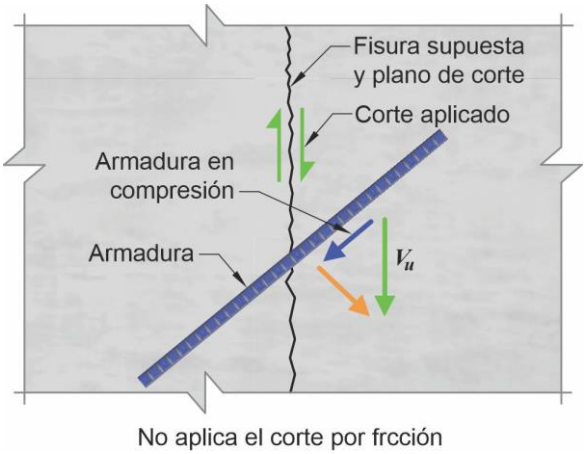


Figura C 22.9.4.3b. *Compresión en la armadura de corte por fricción*

22.9.4.4. El valor de V_n a través del plano de corte supuesto no debe exceder los límites de la ***Tabla 22.9.4.4***. Cuando se coloque hormigón de diferentes resistencias el uno contra el otro, el menor valor de f'_c debe utilizarse en la ***Tabla 22.9.4.4***.

C 22.9.4.4. El límite superior de la resistencia a corte por fricción es necesario debido a que las ecuaciones (22.9.4.2) y (22.9.4.3) pueden no ser conservadoras en algunos casos (Kahn and Mitchell, 2002; Mattock, 2001).

Tabla 22.9.4.4. V_n máximo a través del plano de corte supuesto

Condición	Máximo V_n		
Hormigón de peso normal construido monolíticamente o colocado contra hormigón endurecido e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm.	El menor de (a), (b), y (c)	$0{,}2f'_cA_c$	(a)
		$(3{,}3+0{,}08f'_c)A_c$	(b)
		$11A_c$	(c)
Otros casos	El menor de (d) y (e)	$0{,}2f'_cA_c$	(d)
		$5{,}5A_c$	(e)

22.9.4.5. La compresión neta permanente a través del plano de corte se puede añadir a $A_{vf}f_y$, la fuerza en la armadura de corte por fricción, para calcular el A_{vf} requerido.

C 22.9.4.5. Este requisito se apoya en datos de ensayos (Mattock and Hawkins, 1972) y puede ser utilizado para reducir la cantidad de armadura de corte por fricción requerida sólo cuando la fuerza de compresión que actúa a través del plano de corte es permanente.

REGLAMENTO	COMENTARIO
22.9.4.6. El área de armadura requerida para resistir la tracción neta mayorada a través del plano supuesto de corte debe sumarse al área de armadura requerida por corte por fricción que atraviese el plano de corte supuesto.	**C 22.9.4.6.** La tracción a través del plano de corte puede ser causada por restricción a las deformaciones debida a variación de temperatura, fluencia lenta y contracción. Cuando un momento actúa en el plano de corte, las fuerzas de tracción y compresión están en equilibrio y no cambian la compresión resultante $A_{vf} f_y$ que actúa a través del plano de corte o la resistencia a corte por fricción. Por lo tanto, no es necesario colocar armadura adicional para resistir las tensiones de tracción causadas por la flexión, a menos que la armadura requerida por la tracción causada por la flexión exceda la cantidad de armadura requerida por la transferencia de corte en la zona de tracción por flexión (Mattock et al. 1975).
22.9.5. Detalles de armaduras para corte por fricción	**C 22.9.5. Detalles de armaduras para corte por fricción**
22.9.5.1. La armadura que atraviese el plano de corte para cumplir con 22.9.4 debe anclarse a ambos lados del plano de corte para desarrollar f_y .	**C 22.9.5.1.** Si no actúa ningún momento a través del plano de corte, la armadura debería distribuirse uniformemente a través de éste para minimizar los anchos de fisuras. Si un momento actúa a través del plano de corte, la armadura de transferencia de corte debería colocarse principalmente en la zona de tracción por flexión. El anclaje se puede producir por adherencia, por medio de un anclaje mecánico o por medio de barras roscadas e insertos con rosca. Las limitaciones de espacio muchas veces obligan a usar dispositivos de anclaje mecánico. Para el anclaje de pernos con cabeza en el hormigón, véase el *PCI Design Handbook* para hormigón prefabricado y pretensado (PCI MNL 120). El anclaje de la armadura para corte por fricción debería actuar en conjunto con la armadura principal, pues de otra forma una fisura potencial puede producirse y pasar por entre la armadura de corte por fricción y el cuerpo de hormigón. Este requisito aplica particularmente a pernos con cabeza soldados utilizados en combinación con insertos de acero.

CAPÍTULO 23. MÉTODO PUNTAL-TENSOR

23.1. ALCANCE

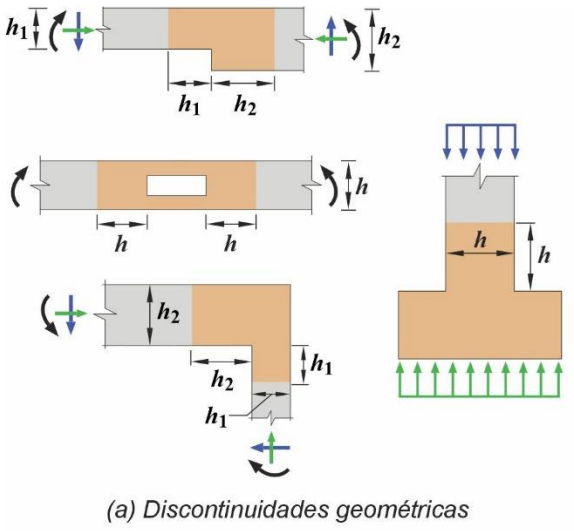
23.1.1. Este capítulo se aplica al diseño de elementos de hormigón estructural, o regiones de estos elementos, donde la carga o discontinuidad geométrica provoca una distribución no lineal de la deformación unitaria dentro de la sección transversal.

C 23.1. ALCANCE

Una discontinuidad en la distribución de tensiones se produce en un cambio de geometría de un elemento estructural o en una carga o reacción concentrada. El principio de Saint Venant señala que las tensiones debidas a cargas axiales y flexión se acercan a una distribución lineal a una distancia aproximadamente igual a la altura total del elemento, ***h*** , lejos de la discontinuidad. Por esta razón, se supone que las discontinuidades se extienden una distancia ***h*** medida desde la sección donde se produce la carga o el cambio de geometría.

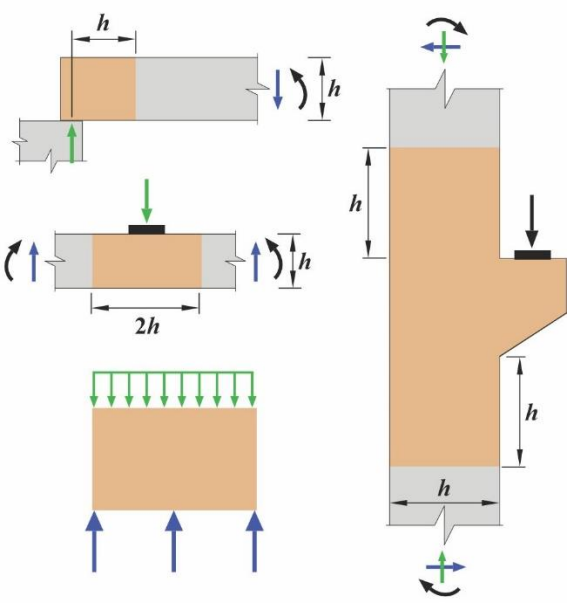
Las zonas sombreadas en la ***Figura C 23.1(a)*** y ***(b)*** muestran las discontinuidades geométricas típicas en Regiones-D (Schlaich et al., 1987). La hipótesis que las secciones planas permanecen planas presentada en 22.2.1.2 no es aplicable en estas regiones. En general, cualquier parte de un elemento localizada por fuera de una Región-D se denomina una Región-B donde la hipótesis de secciones planas permaneciendo planas de la teoría de flexión puede ser aplicada. El método de diseño de puntal-tensor, como se describe en este capítulo, se basa en la hipótesis que las Regiones-D pueden analizarse y diseñarse utilizando un reticulado ideal con uniones articuladas compuesto por puntales y tensores conectados en los nodos.

El reticulado ideal especificado en 23.2.1, que conforma la base del método de puntal-tensor, no se desarrolló para ser utilizado en reticulados como tales debido a los efectos secundarios, como momentos, que no se incluyen en el modelo.



(a) Discontinuidades geométricas

Figura C 23.1(a). *Regiones-D y discontinuidades*



(b) Discontinuidades geométricas y de cargas

Figura C 23.1(b). *Regiones-D y discontinuidades*

23.1.2. Cualquier elemento de hormigón estructural, o región de discontinuidad en un elemento, se puede diseñar modelando el elemento o región como un reticulado idealizado de acuerdo con los requisitos de este capítulo.

23.2. GENERALIDADES

C 23.2. GENERALIDADES

23.2.1. Los modelos puntal-tensor deben consistir en puntales y tensores conectados en zonas nodales para formar un reticulado ideal en dos o tres dimensiones.

C 23.2.1. En el reticulado ideal, los puntales son los elementos a compresión, los tensores son los elementos a tracción y los nodos son las uniones del reticulado. Las cargas uniformemente distribuidas se idealizan como una serie de cargas concentradas aplicadas en los nodos. De igual forma, la armadura distribuida generalmente se idealiza como unidades de tensores representando grupos de barras o alambres individuales. Los detalles del uso de los modelos puntal-tensor se encuentran en Schlaich et al. (1987), Collins and Mitchell (1991), MacGregor (1997), FIP (1999), Menn (1986), Muttoni et al. (1997), y ACI 445R. En las publicaciones ACI SP-208 (Reineck, 2002) y ACI SP-273 (Reineck and Novak, 2010) se dan ejemplos de diseño de modelos puntal-tensor. El proceso de diseño por el método de puntal-tensor para resistir las fuerzas impuestas que actúan sobre y dentro de una Región-D se denomina método del puntal-tensor y consta de los siguientes cuatro pasos:

(1) Definir y aislar cada Región-D.

(2) Calcular las fuerzas resultantes en las fronteras de cada Región-D.

(3) Seleccionar un modelo y calcular las fuerzas resultantes en los puntales y tensores para transferir estas fuerzas resultantes a través de la Región-D. Los ejes de los puntales y tensores se seleccionan para que

coincidan aproximadamente con los ejes de los campos de compresión y de tracción, respectivamente.

(4) Diseñar los puntales, tensores y zonas nodales de tal manera que tengan resistencia suficiente. Los anchos efectivos de los puntales y zonas nodales se determinan considerando las resistencias efectivas del hormigón definidas en 23.4.3 y 23.9.2. Se dimensiona la armadura para los tensores considerando las resistencias del acero definidas en 23.7.2. La armadura debería anclarse en o más allá de las zonas nodales.

Los componentes de un modelo puntal-tensor de una viga de gran altura simplemente apoyada sobre la que actúa una carga concentrada se presentan en la ***Figura C 23.2.1***. Las dimensiones de la sección transversal de un puntal o tensor se designan espesor y ancho y ambos son perpendiculares al eje del puntal o tensor. El espesor es perpendicular al plano del modelo tensor-puntal y el ancho está contenido dentro del plano del modelo puntal-tensor. Un tensor consiste en armadura pretensada o no pretensada más una porción del hormigón que lo circunda concéntrica con el eje del tensor. El hormigón que lo circunda se incluye para definir la zona donde deben anclarse las fuerzas de los tensores. El hormigón de un tensor no se usa para resistir la fuerza axial del tensor. Aunque no se considera de manera explícita en el diseño, el hormigón circundante reducirá las elongaciones del tensor, especialmente bajo cargas de servicio.

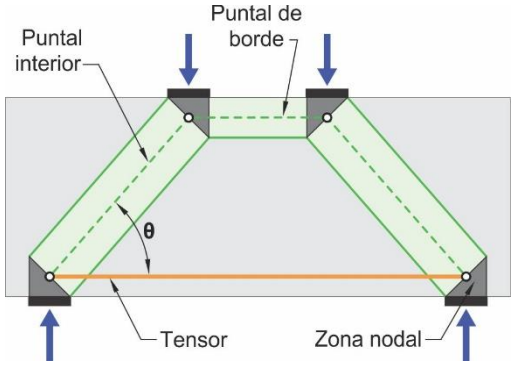


Figura 23.2.1. *Descripción del modelo puntal-tensor*

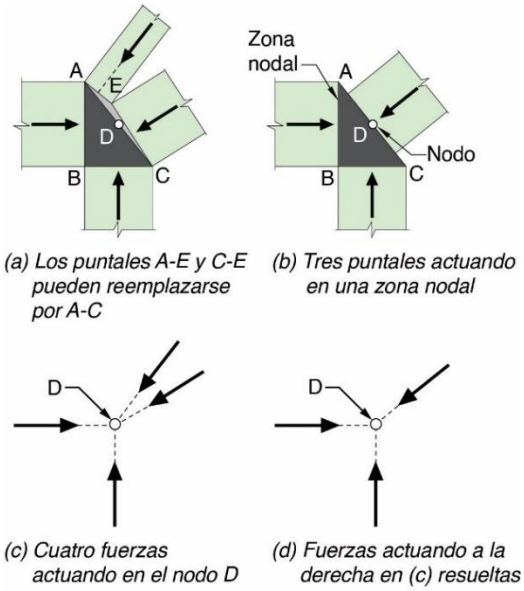
23.2.2. Para determinar la geometría del reticulado ideal, se deben considerar las dimensiones de los puntales, tensores, zonas nodales, áreas de reacción y apoyos.

C 23.2.2. Los puntales, tensores y zonas nodales que conforman el modelo puntal-tensor tienen todos anchos finitos, típicamente en el plano del modelo, y espesores, típicamente en la dimensión fuera del plano de la estructura, los cuales deberían tenerse en cuenta al seleccionar las dimensiones del reticulado. Las ***Figuras C 23.2.2(a)*** y ***(b)*** muestran un nodo y su zona nodal correspondiente. Las fuerzas verticales y horizontales equilibran la fuerza en el puntal inclinado.

Si más de tres fuerzas actúan en una zona nodal, en un modelo puntal-tensor bidimensional, como se aprecia en la ***Figura C 23.2.2(a)***, se sugiere resolver algunas de las fuerzas en una sola resultante de tal manera que se cuente solo con tres fuerzas que se intersectan. Las fuerzas de los puntales que actúan sobre las ***caras A-E*** y ***C-E*** en la ***Figura C 23.2.2(a)*** pueden ser reemplazadas por una sola fuerza que actúa sobre la ***cara A-C***, como se muestra en la ***Figura C 23.2.2(b)***. Esta fuerza pasa a través del ***nodo en D***.

Alternativamente, el modelo puntal-tensor puede ser analizado suponiendo que las fuerzas de los puntales actúan a través del ***nodo en D***, como se muestra en la ***Figura C 23.2.2(c)***. En este caso, las fuerzas en los dos puntales del lado derecho del ***nodo D*** pueden ser resueltas en una sola fuerza que actúe a través del punto ***D***, como se aprecia en la ***Figura C 23.2.2(d).***

Si el ancho del apoyo en la dirección perpendicular al elemento es menor que el ancho del elemento, se puede requerir armadura transversal para evitar la falla por hendimiento vertical en el plano del nodo. Esto puede ser modelado usando un modelo puntal-tensor transversal.



(a) Los puntales A-E y C-E pueden reemplazarse por A-C

(b) Tres puntales actuando en una zona nodal

(c) Cuatro fuerzas actuando en el nodo D

(d) Fuerzas actuando a la derecha en (c) resueltas

Figura C 23.2.2. *Resolución de las fuerzas en una zona nodal*

23.2.3. Los modelos puntal-tensor deben ser capaces de transferir todas las cargas mayoradas a los apoyos o Regiones-B adyacentes.

C 23.2.3. Los resultados de un análisis por el método de puntal-tensor representan la frontera inferior de los estados límites de resistencia. El artículo 23.5.1 requiere armaduras distribuidas en las Regiones D diseñadas por medio de este capítulo, a menos que los puntales estén restringidos lateralmente. El uso de armadura distribuida para Regiones-D mejora el comportamiento en servicio. Además, el ancho de las fisuras en un tensor puede controlarse usando los requisitos de 24.3.2, suponiendo que el tensor está embebido en un prisma de hormigón correspondiente al área del tensor definido en C 23.8.1.

23.2.4. Las fuerzas internas en el modelo puntal-tensor deben estar en equilibrio con las cargas aplicadas y las reacciones.

23.2.5. Se permite que los tensores atraviesen los puntales y otros tensores.

23.2.6. Los puntales deben intersectarse o superponerse sólo en los nodos.

C 23.2.6. Por definición, una zona nodal hidrostática presenta tensiones iguales en las caras cargadas y estas caras son perpendiculares al eje de los puntales y tensores que actúan en el nodo. Este tipo de nodo se considera una zona nodal hidrostática porque las tensiones en el plano son

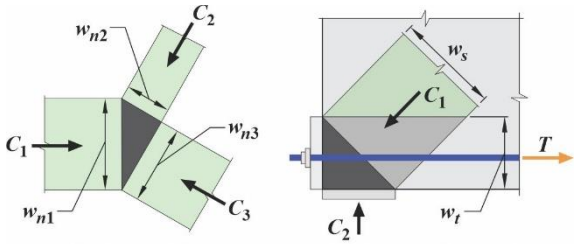
iguales en todas direcciones. Estrictamente hablando, esta terminología es incorrecta porque las tensiones en el plano no son iguales a las tensiones fuera del plano.

La parte (i) de la ***Figura C 23.2.6a*** muestra una zona nodal ***C-C-C***. Si las tensiones en las caras de la zona nodal son iguales en los tres puntales, la relación de las longitudes de los lados de la zona nodal, $w_{n1} : w_{n2} : w_{n3}$ tiene las mismas proporciones que las tres fuerzas $C_1 : C_2 : C_3$.

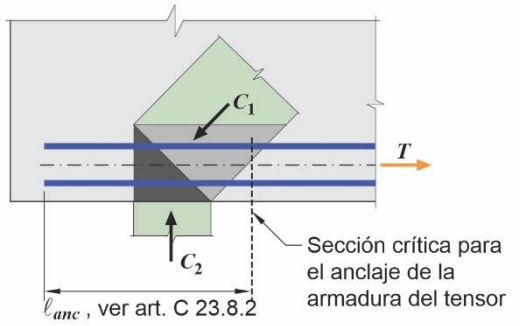
Una zona nodal ***C-C-T*** puede ser representada como una zona nodal hidrostática si se supone que el tensor se extiende a través del nodo para ser anclado mediante una placa en el lado más alejado del nodo, como lo muestra en la ***Figura C 23.2.6a(ii),*** siempre y cuando el tamaño de la placa lleve a tensiones de aplastamiento iguales a las tensiones en los puntales. La placa de apoyo del lado izquierdo de la ***Figura C 23.2.6a(ii)*** corresponde a un anclaje de tensor real. La fuerza del tensor puede ser anclada a una placa o por medio de elementos embebidos tales como barras rectas [***Figura C 23.2.6a(iii)***], barras con cabeza o con gancho. Para nodos que no sean hidrostáticos, la cara con las mayores tensiones controlará las dimensiones del nodo.

Las áreas con sombreado claro en la ***Figura C 23.2.6b*** corresponden a zonas nodales extendidas. Una zona nodal extendida es aquella parte de un elemento circunscrita por la intersección del ancho efectivo del puntal, w_s, y el ancho efectivo del tensor, w_t.

Para satisfacer el equilibrio en el modelo puntal-tensor, deberían actuar al menos tres fuerzas en cada nodo, como se aprecia en la ***Figura C 23.2.6c***. Los nodos se clasifican de acuerdo con los signos de estas fuerzas. Un nodo ***C-C-C*** resiste tres fuerzas de compresión, un nodo ***C-C-T*** resiste dos fuerzas de compresión y una fuerza de tracción, y un nodo ***C-T-T*** resiste una fuerza de compresión y dos fuerzas de tracción.

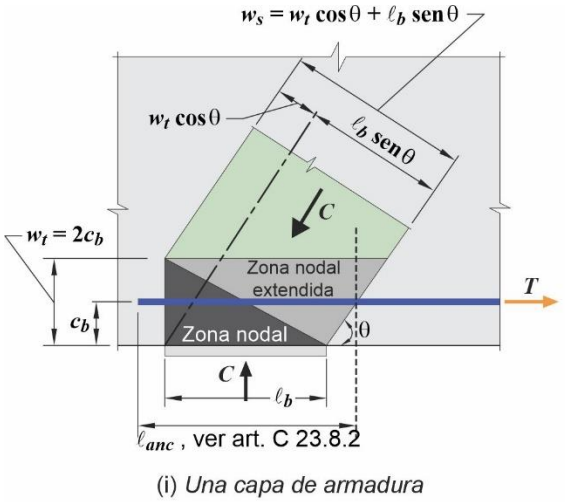


(i) *Geometría* (ii) *Fuerza de tracción anclada por una placa*



(iii) *Fuerza de tracción anclada por empotramiento*

Figura C 23.2.6a. *Nodos hidrostáticos*



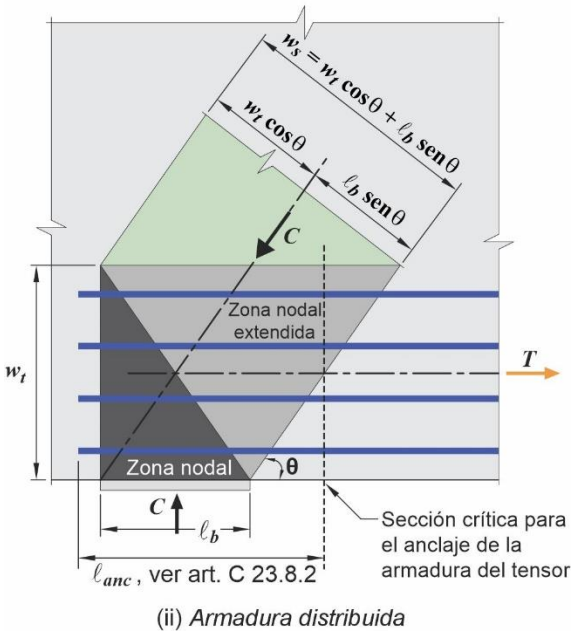


Figura C 23.2.6b. *Zona nodal extendida que muestra los efectos de la distribución de la fuerza*

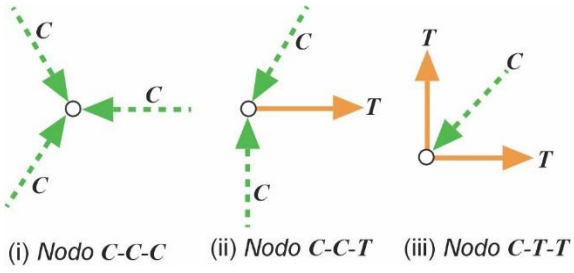


Figura C 23.2.6c. *Clasificación de nodos*

23.2.7. El ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando al mismo nodo debe ser al menos ***25º***.

C 23.2.7. El ángulo entre los ejes de un puntal y un tensor que actúa en un nodo debería ser lo suficientemente grande para mitigar la fisuración y evitar las incompatibilidades debidas al acortamiento de los puntales y alargamiento de los tensores que ocurren aproximadamente en la misma dirección. Esta limitación del ángulo impide modelar el corte en vigas esbeltas usando puntales inclinados a menos

de ***25º*** con respecto al acero longitudinal (Muttoni et al., 1997).

En algunos casos, los modelos puntal-tensor pueden ajustarse para cumplir este requisito sin excluir la armadura transversal ubicada cerca de cargas concentradas o reacciones como se ilustra en la ***Figura C 23.2.7***.

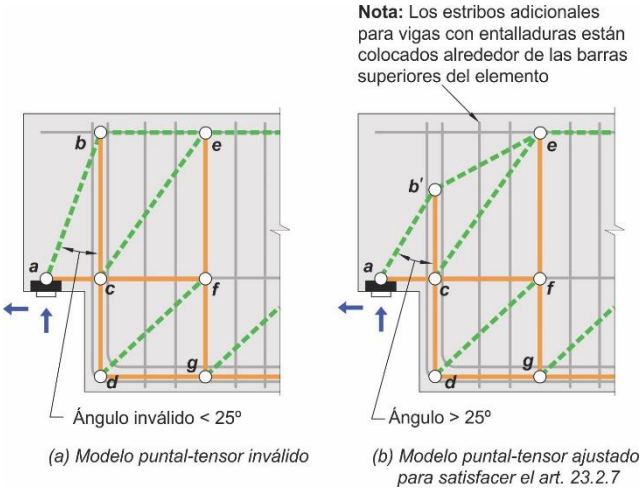


Figura C 23.2.7. *Modelo puntal-tensor de una entalladura ilustrando el ajuste requerido para cumplir con 23.2.7*

23.2.8. Los efectos de pretensado deben incluirse en los modelos puntal-tensor como cargas externas con factores de carga de acuerdo con 5.3.11. Para elementos pretensados, se permite suponer que la fuerza de pretensado se aplica al final de la longitud de transferencia del cordón.

C 23.2.8. El flujo de las fuerzas en el modelo puntal-tensor no es realista si los efectos del pretensado no se consideran como cargas externas. El incluir los efectos del pretensado como cargas externas se requiere para identificar regiones donde los efectos de otras cargas externas exceden las fuerzas de precompresión y viceversa. Los efectos del pretensado se simulan por medio de cargas concentradas en los anclajes y cargas transversales equivalentes al efecto de desviación y curvatura de los cordones. Se requieren diferentes factores de carga, de acuerdo con 5.3.11, dependiendo de los efectos de pretensado en el modelo puntal-tensor. La aplicación de la fuerza de pretensado al final de la longitud de transferencia podría requerir un estribo de barra corrugada donde la fuerza de pretensado se transfiere.

23.2.9. Las vigas de gran altura diseñadas usando el método puntal-tensor deben cumplir con 9.9.2.1, 9.9.3.1 y 9.9.4.

23.2.10. Las ménsulas y cartelas con una relación de luz de corte a altura $a_v/d < 2,0$, diseñadas usando el método puntal-tensor, deben cumplir con 16.5.2, 16.5.6 y la ecuación (23.2.10).

$$A_{sc} \geq 0,04\,(f'_c/f_y)\,(b_w d) \qquad (23.2.10)$$

23.2.11. Los requisitos de corte por fricción de 22.9 deben aplicar solo donde sea apropiado considerar transferencia de corte a través de cualquier plano dado, tal como una fisura existente o potencial, una interfaz entre materiales disímiles, o una interfaz entre dos hormigones construidos en diferente momento.

C 23.2.11. Una junta de construcción entre una ménsula y la cara de la columna es un ejemplo de una interfaz donde los requisitos de corte por fricción de 22.9 son aplicables.

23.2.12. Los elementos diseñados utilizando modelos puntal-tensor que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben cumplir los requisitos adicionales de 23.11, en caso de que sea aplicable.

23.3. RESISTENCIA DE CÁLCULO

C 23.3. RESISTENCIA DE CÁLCULO

23.3.1. Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de cálculo de los puntales, tensores y zonas nodales en un modelo puntal-tensor debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) hasta (c):

(a) Puntales: $\phi F_{ns} \geq F_{us}$

(b) Tensores: $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$

(c) Zonas nodales: $\phi F_{nn} \geq F_{un}$

23.3.2. El factor ϕ debe cumplir con 21.2.

C 23.3.1. Las cargas mayoradas se aplican al modelo puntal-tensor, y luego se calculan las fuerzas en todos los puntales, tensores y zonas nodales. Si existen varias combinaciones de carga, cada una debería ser analizada por separado. Para un puntal, tensor o zona nodal dado, F_{us} , F_{ut} o F_{un} es la mayor fuerza en ese elemento para todos los casos de carga considerados.

23.4. RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

C 23.4. RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

23.4.1. La resistencia nominal a la compresión de un puntal, F_{ns} , debe calcularse por medio de (a) o (b):

(a) Puntal sin armadura longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \qquad (23.4.1a)$$

(b) Puntal con armadura longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A'_s f'_s \qquad (23.4.1b)$$

donde F_{ns} debe ser evaluado en los dos extremos del puntal y tomarse como el menor valor; A_{cs} es el área de la sección transversal en el extremo del puntal bajo consideración; f_{ce} está dado en 23.4.3; A'_s es el área efectiva de la armadura a compresión a lo largo del puntal y f'_s es la tensión en la armadura de compresión al nivel de resistencia nominal axial del puntal. Se puede tomar f'_s igual a f_y para armadura con f_y igual a ***280 ó 420 MPa***.

C 23.4.1. El ancho de un puntal, w_s , usado para calcular A_{cs} es la dimensión perpendicular al eje del puntal en sus extremos. Este ancho del puntal se encuentra ilustrado en la ***Figura C 23.2.6a(i)*** y en la ***Figura C 23.2.6b***. En las estructuras de dos dimensiones, como vigas de gran altura, el espesor de los puntales puede ser tomado como el espesor del elemento, excepto en los soportes de apoyo donde el espesor del puntal debe ser igual al menor espesor del elemento o del elemento soportante.

La contribución de la armadura a la resistencia del puntal está dada por el último término de la ecuación (23.4.1b). La tensión f'_s en la armadura en un puntal en el estado de resistencia nominal puede obtenerse de las deformaciones específicas cuando el puntal se aplasta. Se deben cumplir los requisitos de detallado de 23.6, incluyendo la armadura de confinamiento para prevenir el pandeo de la armadura del puntal.

23.4.2. La resistencia efectiva a la compresión del hormigón, f_{ce} , en un puntal debe calcularse de acuerdo con 23.4.3.

C 23.4.2. En el diseño, los puntales normalmente son idealizados como elementos prismáticos en compresión. Cuando el área de un puntal difiere en sus extremos, ya sea por la diferencia de las resistencias de las zonas nodales en ambos extremos o por la diferencia de las longitudes de apoyo, el puntal se idealiza como un elemento trapezoidal en compresión.

23.4.3. La resistencia efectiva a la compresión del hormigón, f_{ce} , en un puntal se debe calcular por medio de:

$$f_{ce} = 0{,}85 \beta_c \beta_s f'_c \qquad (23.4.3)$$

C 23.4.3. El coeficiente de resistencia $0{,}85 f'_c$ en la ecuación (23.4.3) representa la resistencia efectiva del hormigón bajo compresión sostenida, similar a la usada en las ecuaciones (22.4.2.2) y (22.4.2.3).

donde β_s debe estar de acuerdo con ***Tabla 23.4.3(a)*** y β_c debe estar de acuerdo con la ***Tabla 23.4.3(b)***.

Tabla 23.4.3(a). Coeficiente de puntal β_s

Ubicación del puntal	Tipo de puntal	Criterio	β_s	
Elementos a tracción o zonas a tracción dentro de los elementos	Cualquiera	Todos los casos	0,40	(a)
Todos los otros casos	Puntales de borde	Todos los casos	1,00	(b)
	Puntales interiores	Armadura que cumple con (a) o (b) de la ***Tabla 23.5.1***	0,75	(c)
		Localizados en regiones que cumplen con 23.4.4	0,75	(d)
		Nudos viga-columna	0,75	(e)
		Todos los otros casos	0,40	(f)

Tabla 23.4.3(b). Factor de modificación para confinamiento de puntales y nodos β_c

Ubicación	β_c		
• Extremo de un puntal conectado a un nodo que incluye una superficie de aplastamiento • Nodo que incluye una superficie de aplastamiento	Menor de	$\sqrt{A_2/A_1}$ donde A_1 se define por la superficie de aplastamiento	(a)
		2,0	(b)
Otros casos	1,0		(c)

El valor de β_s en la expresión (a) de la ***Tabla 23.4.3(a)*** aplica, por ejemplo, al modelo transversal de una viga con ménsula lateral en la zona inferior, utilizado para dimensionar la armadura de suspensión y de la ménsula lateral en la zona inferior, donde la tracción longitudinal en el ala reduce la resistencia de los puntales transversales. El valor bajo de β_s refleja que estos puntales necesitan transferir compresión en una zona donde las tensiones de tracción actúan perpendicularmente al plano del modelo puntal-tensor.

El valor de β_s en la expresión (b) de la ***Tabla 23.4.3(a)*** aplica a los puntales de borde y resulta en un estado de tensiones que es comparable al bloque de compresiones rectangular en la zona de compresión de una viga o columna. Los puntales de borde no están sometidos a tracción transversal y por lo tanto tienen una resistencia efectiva f_{ce} más alta que los puntales interiores (***Figura C 23.2.1***).

El valor de β_s en la expresión (c) de la ***Tabla 23.4.3(a)*** refleja el efecto benéfico de la armadura distribuida.

El valor de β_s en la expresión (d) de la ***Tabla 23.4.3(a)*** aplica a puntales interiores en regiones con suficiente resistencia a la tracción diagonal para cumplir con la ecuación (23.4.4).

El valor de β_s en la expresión (e) de la ***Tabla 23.4.3(a)*** refleja los requisitos para armadura o confinamiento en nudos viga-columna del ***Capítulo 15***.

El valor de β_s en la expresión (f) de la ***Tabla 23.4.3(a)*** se redujo para inhibir una falla de tracción diagonal en regiones sin armadura transversal que no cumplen o no se evalúan bajo 23.4.4. La evaluación de los resultados de ensayos en la base de datos de corte del ACI en elementos sin armadura transversal indica que las fallas por tracción diagonal se pueden evitar si los puntales se dimensionan con base en un β_s de ***0,4*** (Reineck and Todisco 2014). La base de datos de ACI para corte incluye resultados de ensayos de especímenes con un ***d*** promedio de ***380 mm*** y que no exceden ***960 mm***; por lo tanto, el efecto de tamaño no se esperaría que reduzca significativamente la resistencia de elementos de este tamaño. Debido a que el efecto de tamaño podría ser significativo para elementos de mayor altura sin armadura transversal, se consideró apropiado exigir la evaluación por medio de la ecuación (23.4.4).

La influencia del confinamiento del hormigón en la resistencia efectiva a compresión de un puntal o nodo se tiene en cuenta por medio de β_c . La superficie de apoyo puede ser una placa de apoyo o el área de una carga de compresión bien definida de otro elemento, como puede ser una columna. Es el mismo efecto de confinamiento que se utiliza en zonas de apoyo en 22.8.3. El incremento en la resistencia a la compresión asociado con el confinamiento generado por el hormigón circundante en un modelo puntal-tensor está descrito por Tuchscherer et al. (2010) y Breen et al. (1994).

23.4.4. Si el uso de β_s de ***0,75*** está basado en la fila (d) de la ***Tabla 23.4.3(a)***, las dimensiones del elemento deben definirse para cumplir con la ecuación (23.4.4), donde λ_s se define en 23.4.4.1.

$$V_u \leq \phi\, 0{,}42 \tan(\theta)\, \lambda\, \lambda_s \sqrt{f'_c}\, b_w d \qquad (23.4.4)$$

23.4.4.1. El factor de modificación por efecto de tamaño λ_s, debe determinarse por medio de (a) o (b) según aplique:

(a) Si la armadura distribuida se coloca de acuerdo con 23.5, λ_s, debe tomarse como ***1,0***.

(b) Si la armadura distribuida no se coloca de acuerdo con 23.5, λ_s, debe tomarse de acuerdo con la ecuación (23.4.4.1).

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0{,}004\, d)}} \qquad (23.4.4.1)$$

donde d está en mm.

C 23.4.4. La ecuación (23.4.4) tiene como intención inhibir una falla por tracción diagonal. En regiones de discontinuidad, la resistencia a tracción diagonal aumenta en la medida que el ángulo del puntal aumenta. Para puntales muy inclinados V_u podría exceder $\phi\, 0{,}85\, \lambda\, \lambda_s \sqrt{f'_c}\, b_w d$.

23.5. ARMADURA DISTRIBUIDA MÍNIMA

C 23.5. ARMADURA DISTRIBUIDA MÍNIMA

23.5.1. En regiones D diseñadas utilizando el método de puntal-tensor, debe colocarse una armadura mínima distribuida atravesando los ejes de puntales interiores de acuerdo con la ***Tabla 23.5.1***.

Tabla 23.5.1. Armadura distribuida mínima

Restricción lateral del puntal	Configuración de la armadura	Cuantía mínima de la armadura distribuida	
Sin restricción	Disposición ortogonal	0,0025 en cada dirección	(a)
	Armadura en una dirección cruzando el puntal con un ángulo α_1	$\frac{0{,}0025}{sen^2\,\alpha_1}$	(b)
Restringido	No se requiere armadura distribuida		(c)

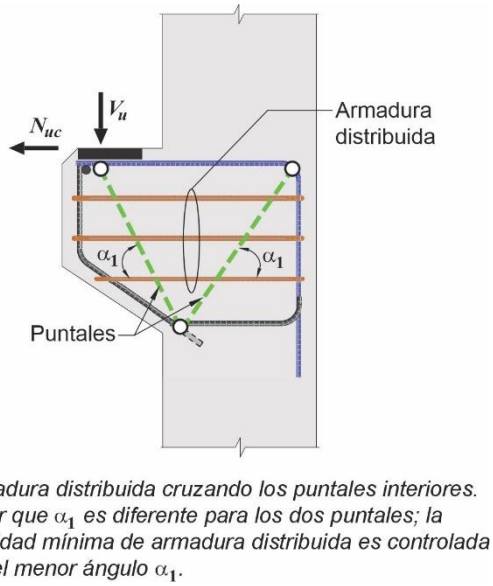
El método puntal tensor se deriva del teorema del límite inferior de plasticidad; por lo tanto, un elemento diseñado utilizando este método requiere suficiente armadura para promover una redistribución de las fuerzas internas en el estado fisurado (Marti, 1985). Además de permitir la redistribución de fuerzas, la armadura distribuida controla la fisuración ante cargas de servicio y conduce a un comportamiento dúctil (Smith and Vantsiotis, 1982; Rogoswky et al., 1986, Tan et al., 1977).

Los puntales interiores usualmente se orientan paralelos a los campos de tensiones de compresión y están, por esta razón, orientados perpendicularmente a los campos de tensiones de tracción. Pueden desarrollarse tensiones de tracción a través del puntal donde las tensiones de compresión se esparcen hacia afuera a lo largo de la longitud del puntal. La armadura distribuida mínima ayuda a controlar la fisuración causada por estas tensiones de tracción.

La cuantía de armadura distribuida requerida por 23.5.1 es el total en ambas caras además de cualquier capa interior colocada en elementos más anchos. La ***Figura C 23.5.1*** ilustra la armadura distribuida unidireccional atravesando puntales interiores a un ángulo α_1.

Aunque la armadura distribuida mínima no se requiere donde los puntales interiores están restringidos lateralmente, la armadura distribuida es benéfica en regiones de discontinuidad grande. Una ménsula continua que apoya una losa es un ejemplo de una región de discontinuidad que incluye puntales que están restringidos lateralmente de acuerdo con 23.5.3(a). Los cabezales de pilotes y vigas repisa que sostienen cargas concentradas son ejemplos de

regiones de discontinuidad que incluyen puntales que están restringidos lateralmente de acuerdo con 23.5.3(b). Las caras laterales del puntal en 23.5.3(b) son las caras paralelas al plano del modelo. En cabezales de pilotes evaluados utilizando modelos puntal-tensor tridimensionales, el plano del modelo en 23.5.3 se define por medio del puntal bajo estudio y el pilote a que se conecta.



Armadura distribuida cruzando los puntales interiores. Notar que α_1 es diferente para los dos puntales; la cantidad mínima de armadura distribuida es controlada por el menor ángulo α_1.

Figura C 23.5.1. *Armadura distribuida cruzando puntales interiores*

23.5.2. La armadura distribuida requerida por 23.5.1 debe cumplir con (a) y (b)

(a) La separación no debe exceder ***300 mm***.

(b) El ángulo α_1 no debe ser menor de ***40º***.

23.5.3. Los puntales se consideran restringidos lateralmente si están restringidos perpendicularmente al plano del modelo puntal-tensor de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) La región de discontinuidad es continua en el plano perpendicular al modelo puntal-tensor.

(b) El hormigón que restringe al puntal se extiende más allá de la cara del puntal a cada lado una distancia no menor a la mitad del ancho del puntal.

(c) El puntal está en un nudo que está restringido de acuerdo con 15.2.5 ó 15.2.6.

23.5.4. La armadura requerida en 23.5.1 debe anclarse más allá de la extensión del puntal de acuerdo con 25.4.

23.6. DETALLADO DE LA ARMADURA DEL PUNTAL

C 23.6. DETALLADO DE LA ARMADURA DEL PUNTAL

23.6.1. La armadura a compresión en el puntal debe colocarse paralela al eje de éste y debe estar confinada por estribos cerrados que cumplan con 23.6.3 ó por zunchos en espiral de acuerdo con 23.6.4.

C 23.6.1. Ver artículo C 23.4.1.

23.6.2. La armadura de compresión en los puntales debe anclarse para desarrollar f'_s en la cara de la zona nodal donde f'_s se calcula de acuerdo con 23.4.1.

23.6.3. Los estribos cerrados que envuelven a la armadura a compresión en los puntales debe cumplir con los requisitos de detallado de 25.7.2 y con los requisitos de 23.6.3.1 a 23.6.3.3.

23.6.3.1. La separación de los estribos cerrados, s , a lo largo del puntal no debe exceder el menor de (a) hasta (c):

(a) La menor dimensión de la sección transversal del puntal.

(b) $48d_b$ de la barra o alambre de los estribos cerrados.

(c) $16d_b$ de la armadura sometida a compresión.

23.6.3.2. El primer estribo cerrado debe colocarse a no más de $0{,}5s$ desde la cara de la zona nodal en cada extremo del puntal.

23.6.3.3. Los estribos cerrados deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga arriostramiento lateral aportado por ganchos suplementarios o por la esquina de un estribo cerrado con ganchos de un ángulo no mayor de ***135º***. Ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de $15d_{be}$ o ***150 mm*** libres medidos a lo largo del estribo a cada lado de la barra arriostrada lateralmente.

C 23.6.3.3. Ver artículo C 25.7.2.3.

23.6.4. Los zunchos en espiral que envuelven la armadura a compresión en los puntales deben cumplir con los requisitos de 25.7.3.

23.7. RESISTENCIA DE LOS TENSORES

C 23.7. RESISTENCIA DE LOS TENSORES

23.7.1. La armadura de los tensores puede ser pretensada o no pretensada.

23.7.2. La resistencia nominal a tracción de un tensor, F_{nt} , debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} \Delta f_p \qquad (23.7.2)$$

C 23.7.2. La resistencia del tensor de 23.7.2 se basa en que cualquier efecto del pretensado se trata como una carga externa de acuerdo con lo requerido en 23.2.8. La resistencia total de un tensor pretensado es $A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p)$.

donde A_{tp} es igual a cero para los elementos no pretensados.

23.7.2.1. En la ecuación (23.7.2), se permite tomar Δf_p igual a ***420 MPa*** para la armadura pretensada adherente e igual a ***70 MPa*** para la armadura pretensada no adherente. Se permiten otros valores de Δf_p cuando se justifiquen por medio de análisis, pero Δf_p no debe tomarse mayor que $(f_{py} - f_{se})$.

23.8. DETALLADO DE LA ARMADURA DE LOS TENSORES

C 23.8. DETALLADO DE LA ARMADURA DE LOS TENSORES

23.8.1. En el modelo puntal-tensor, el eje del centro de gravedad de la armadura en un tensor debe coincidir con el eje del tensor supuesto.

C 23.8.1. El ancho efectivo del tensor supuesto en el diseño, w_t , puede variar entre los límites siguientes, dependiendo de la distribución de la armadura del tensor:

(a) Si las barras en el tensor están colocadas en una sola capa, el ancho efectivo del tensor puede ser tomado como el diámetro de las barras en el tensor más dos veces el recubrimiento medido con respecto a la superficie de las barras, como se aprecia en la ***Figura C 23.2.6b(i)***.

(b) Un límite superior práctico del ancho del tensor puede tomarse como el ancho correspondiente a una zona nodal hidrostática, calculado como: $w_{t,max} = F_{nt} / (f_{ce}\, b_s)$, donde f_{ce} se calcula para la zona nodal de acuerdo con 23.9.2.

Si el ancho del tensor excede el valor de (a), la armadura del tensor debería distribuirse de forma aproximadamente uniforme sobre el ancho y espesor del tensor, como se ve en la ***Figura C 23.2.6b(ii).***

23.8.2. La armadura del tensor debe anclarse mediante dispositivos mecánicos, anclajes de postesado, ganchos estándar o mediante el anclaje de barras rectas, de acuerdo con 23.8.3, excepto en tensores extendiéndose desde nodos de barra curva diseñados de acuerdo con 23.10.

C 23.8.2. Con frecuencia, el anclaje de los tensores requiere una atención especial en las zonas de nodos de ménsulas o en las zonas nodales adyacentes a los apoyos exteriores de vigas de gran altura. La armadura en un tensor debería anclarse antes de que salga de la zona nodal extendida en el punto definido por la intersección del centro de gravedad de las barras del tensor y las extensiones del contorno, ya sea del puntal o del área de apoyo. Esta longitud es ℓ_{anc} . En la ***Figura C 23.2.6b***, esto ocurre donde el contorno de la zona nodal extendida es atravesado por el centro de gravedad de la armadura del tensor. Parte del anclaje puede lograrse extendiendo la armadura a través de la zona nodal como lo muestra la ***Figura C 23.2.6a(iii)*** y la ***Figura C 23.2.6b***, y anclándolo más allá de la zona nodal. Si el tensor se ancla usando ganchos de ***90º***, los ganchos deberían estar confinados dentro de armadura para evitar la fisuración a lo largo de la parte externa de los ganchos en la región de apoyo.

En las vigas de gran altura, barras en forma de horquilla empalmadas con la armadura del tensor pueden ser empleadas para anclar las fuerzas de tracción en el tensor en los apoyos exteriores, siempre que el ancho de la viga sea lo suficientemente grande para acomodar dichas barras.

La ***Figura C 23.8.2*** muestra dos tensores anclados a una zona nodal. Se requiere anclarlos a partir de donde el centro de gravedad del tensor atraviesa el contorno de la zona nodal extendida.

La longitud de anclaje de la armadura del tensor puede ser reducida por medio de ganchos, barras con cabeza, dispositivos mecánicos, confinamiento adicional o empalmándola con varias capas de barras más pequeñas.

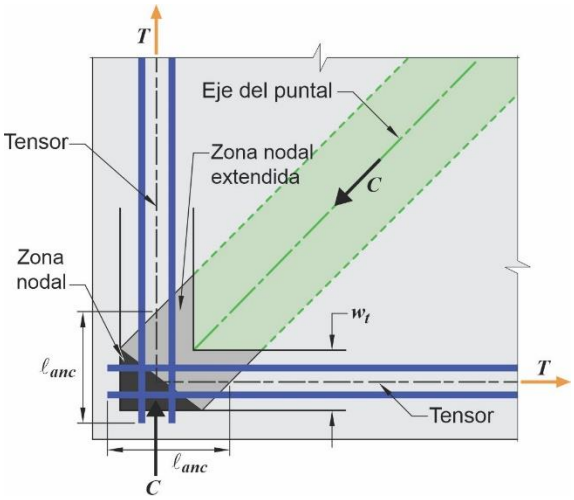


Figura C 23.8.2. *Zona nodal extendida de anclaje de dos tensores*

23.8.3. La fuerza en el tensor debe anclarse en cada dirección en el punto donde el centro de gravedad de la armadura del tensor sale de la zona nodal extendida.

23.9. RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

C 23.9. RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

23.9.1. La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, F_{nn} , debe calcularse por medio de:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (23.9.1)$$

donde f_{ce} se encuentra definido en 23.9.2 ó 23.9.3 y A_{nz} se encuentra dado en 23.9.4 ó 23.9.5.

23.9.2. La resistencia efectiva a la compresión del hormigón en la cara de una zona nodal, f_{ce} , debe calcularse con:

$$f_{ce} = 0{,}85\, \beta_c\, \beta_n\, f'_c \quad (23.9.2)$$

donde el valor de β_n está dado en la ***Tabla 23.9.2*** y β_c está de acuerdo con la ***Tabla 23.4.3(b)***.

C 23.9.2. Los nodos en los modelos en dos dimensiones pueden clasificarse como se muestra en la ***Figura C 23.2.6c***. La resistencia efectiva a la compresión de una zona nodal está dada por la ecuación (23.9.2), donde el valor β_n se da en la ***Tabla 23.9.2***.

Los valores menores de β_n reflejan el creciente grado de perturbación de las zonas nodales debido a la incompatibilidad de las deformaciones unitarias de tracción en los tensores y deformaciones unitarias de compresión en los puntales. La tensión en cualquier cara de la zona nodal o en cualquier sección a través de la zona nodal no debería exceder el valor dado por la ecuación (23.9.2).

Tabla 23.9.2. Coeficiente β_n para zonas nodales

Configuración de la zona nodal	β_n	
Zonas nodales limitadas por puntales, áreas de apoyo, o ambas	1,0	(a)
Zonas nodales que anclan un tensor	0,80	(b)
Zonas nodales que anclan dos o más tensores	0,60	(c)

Como se describe en C 23.4.3, β_c tiene en cuenta el efecto del confinamiento del hormigón en la resistencia efectiva a compresión de un nodo que tenga una superficie de apoyo. β_c es el mismo para el nodo como para la interfaz nodo-puntal.

23.9.3. Cuando se coloque armadura de confinamiento dentro de la zona nodal y sus efectos estén respaldados por ensayos y análisis, al calcular F_{nn} se permite usar un valor incrementado de f_{ce}.

23.9.4. El área de cada cara de una zona nodal, A_{nz}, debe tomarse como la menor de (a) y (b):

(a) El área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de F_{us}.

(b) El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

C 23.9.4. Si las tensiones en todos los puntales que se encuentran en una zona nodal son iguales, se puede utilizar una zona nodal hidrostática. Las caras de esa zona nodal son perpendiculares a los ejes de los puntales, y los anchos de las caras de la zona nodal son proporcionales a las fuerzas en los puntales.

Suponiendo que las tensiones principales en los puntales y tensores actúan paralelamente a sus ejes, las tensiones en las caras perpendiculares de esos ejes constituyen las tensiones principales y se usa 23.9.4(a). Si, como lo señala la ***Figura C 23.2.6b(ii)***, la cara de una zona nodal no es perpendicular al eje del puntal, se producen tanto tensiones de corte como tensiones normales en la cara de la zona nodal. Generalmente, estas tensiones se reemplazan por la tensión normal (principal a compresión) que actúa en el área transversal A_{nz} del puntal, tomada perpendicularmente al eje del puntal como se indica en 23.9.4(a).

23.9.5. En un modelo puntal-tensor tridimensional, el área de cada cara de una zona nodal no debe ser menor a la dada en 23.9.4, y la forma de cada cara de la zona nodal debe ser similar a la forma de la proyección del extremo del puntal sobre la cara correspondiente de la zona nodal.

23.10. NODOS CON BARRAS CURVAS

C 23.10. NODOS CON BARRAS CURVAS

23.10.1. Los nodos con barras curvas deben diseñarse y detallarse de acuerdo con esta sección.

C 23.10.1. Un nodo de barra curva es formado por la región doblada de una barra, o barras, de armadura continuas donde dos tensores que se extienden desde la región del doblez son intersectados por un puntal (o la resultante de dos o más puntales) (***Figura C 23.10.5***), o donde un solo tensor es anclado por medio de un doblez de ***180º*** (***Figura C 23.10.2***).

23.10.2. Si el recubrimiento libre especificado normal al plano del doblez es $2d_b$ o mayor, el radio del doblez r_b debe cumplir con (a) o (b), pero no debe ser menor que la mitad del diámetro de doblado especificado en 25.3.

(a) Los nodos con barras curvas con dobleces de menos de ***180º***:

C 23.10.2. La ecuación (23.10.2a) tiene como intención evitar un f_{ce} que exceda el límite para nodos ***C-T-T*** dado en 23.9.2 (Klein, 2008). b_s es el ancho del puntal transversal al plano del modelo puntal-tensor. La ecuación (23.10.2a) aplica ya sea que las fuerzas del tensor en el nodo sean iguales o diferentes; cuando las fuerzas del tensor son diferentes, se debe cumplir también con el ℓ_{cb} requerido por 23.10.6.

$$r_b \geq \frac{2A_{ts}f_y}{b_s f'_c} \qquad (23.10.2a)$$

(b) Los tensores anclados por medio de dobleces de ***180º***:

$$r_b \geq \frac{1{,}5A_{ts}f_y}{w_t f'_c} \qquad (23.10.2b)$$

Los tensores anclados por dobleces de ***180º*** pueden utilizarse en nodos ***C-C-T***, como se ilustra en la ***Figura C 23.10.2***. Las ramas rectas paralelas de la barra o barras que se extienden dentro del elemento constituyen un solo tensor. La ecuación (23.10.2b) tiene como intención asegurarse que f_{ce} no excede el límite para nodos ***C-C-T*** dado en 23.9.2. El ancho w_t es el ancho efectivo del tensor como se ilustra en la ***Figura C 23.10.2***.

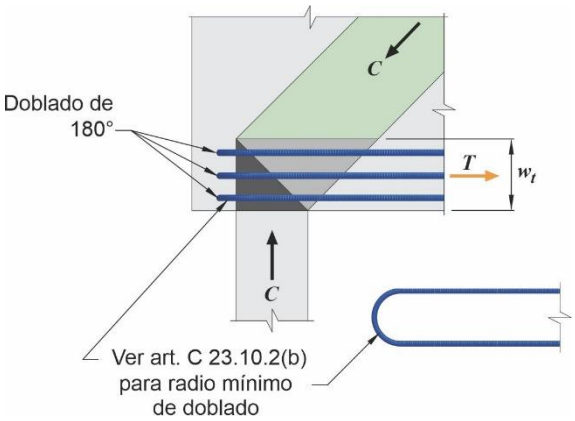


Figura C 23.10.2. *Nodo* CCT *utilizando tensores anclados con dobleces de 180º*

23.10.3. Si el recubrimiento libre especificado normal al plano del doblez es menos de $2d_b$, el valor de r_b requerido por 23.10.2 debe multiplicarse por la relación $2d_b / c_c$, donde c_c es el recubrimiento libre especificado de la cara lateral.

C 23.10.3. Se requieren mayores radios de doblez de las barras en nodos de barras curvas para reducir la posibilidad fallas por hendimiento lateral donde el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano del doblez está limitado.

23.10.4. Si los nodos de barras curvas están formados por más de una capa de armadura, A_{ts} debe tomarse como el área total de armadura del tensor, y r_b debe ser el radio del doblez de la capa de armadura localizada más adentro.

C 23.10.4. La ***Figura C 23.10.4*** ilustra el uso de un nodo de barra curva con dos capas de barras de armadura. En esos casos, el área total de armadura del tensor contribuye a la tensión de compresión sobre la cara de la zona nodal (cara ab en la ***Figura C 23.10.4***).

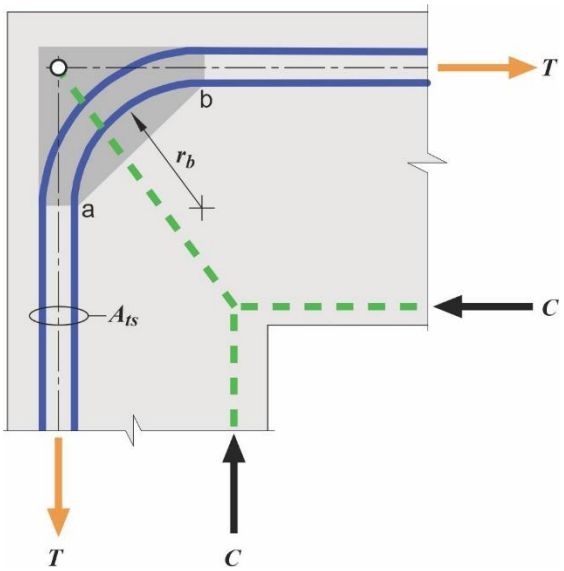


Figura C 23.10.4. *Nodo de barra curva con dos capas de armadura (la zona nodal está sombreada)*

23.10.5. En las esquinas de pórticos, el nudo y la armadura deben colocarse de tal manera que el centro de curvatura de la barra esté ubicado dentro del nudo.

C 23.10.5. El radio del doblez debería ser congruente con la geometría del reticulado usado en el modelo puntal-tensor. La ***Figura C 23.10.5*** ilustra la región en la cual el centro de curvatura debe localizarse para una esquina típica del pórtico.

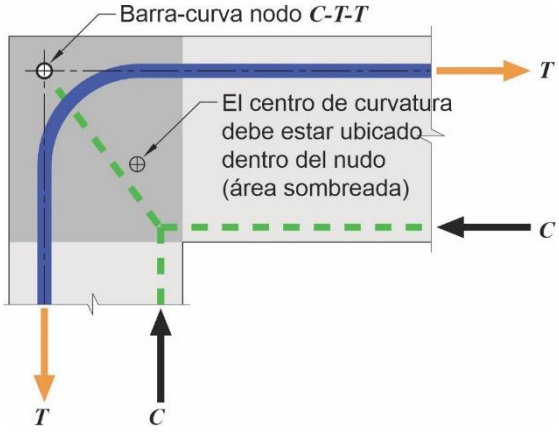


Figura C 23.10.5. *Zona donde debe localizarse el centro de curvatura en un nodo de barra curva en la esquina de un pórtico*

23.10.6. La longitud ℓ_{cb} debe ser suficiente para anclar cualquier diferencia en fuerza entre los tramos rectos de las barras que se extiendan hacia afuera de la región del doblez.

C 23.10.6. Las fuerzas de tracción en los tensores son desiguales cuando el puntal (o la resultante de dos o más puntales) no es la bisectriz del ángulo formado por los dos tensores en cada extremo del doblez. La ***Figura C 23.10.6*** muestra un nodo de barra curva en el cual la diferencia en las fuerzas del tensor se desarrolla en la región del doblez de la zona nodal. La armadura de compresión radial que actúa en el nodo varía, y la tensión de adherencia circunferencial se desarrolla a lo largo de la barra.

La diferencia en fuerza entre los dos tensores que se extienden del doblez se desarrolla sobre la longitud del doblez ℓ_{cb} (la longitud de arco de la barra entre ***c*** y ***b*** en la ***Figura C 23.10.6***). La siguiente ecuación para ℓ_{cb} puede ser utilizada en dobleces de 90^{o}:

$$\ell_{cb} > \ell_d \left(1 - \tan\theta_c\right)$$

donde θ_c es el menor de los dos ángulos entre los ejes del puntal (o la resultante de dos o más puntales) y los tensores que se extienden fuera del nodo de barra curva, y ℓ_d es la longitud de desarrollo calculada de acuerdo con 25.4.2.2 ó 25.4.2.3 utilizando los factores de modificación aplicables de 25.4.2.4.

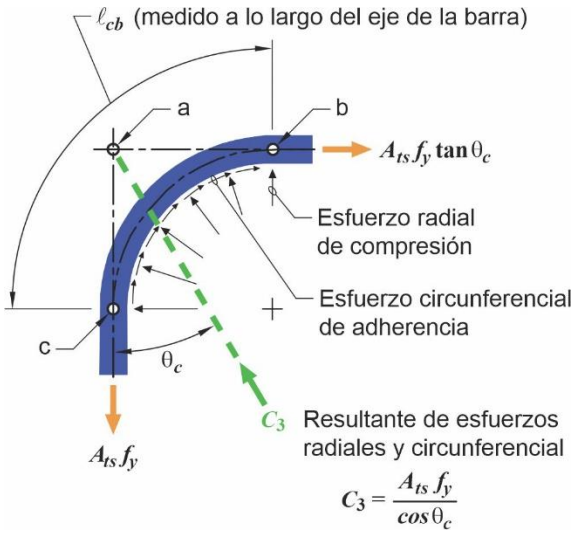


Figura C 23.10.6. *Fuerzas que actúan en un nodo de barra curva donde hay una diferencia en las fuerzas de los tensores*

23.11. DISEÑO SISMORRESISTENTE USANDO EL MODELO PUNTAL-TENSOR

Las regiones de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas diseñadas con el método de puntal-tensor deben cumplir con lo que estipula el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

C 23.11. DISEÑO SISMORRESISTENTE USANDO EL MODELO PUNTAL-TENSOR

CAPÍTULO 24. REQUISITOS DE COMPORTAMIENTO EN SERVICIO

24.1. ALCANCE

24.1.1. Este capítulo aplica al diseño de elementos para que cumplan los requisitos mínimos de comportamiento en servicio, incluyendo (a) hasta (d):

(a) Flechas debidas a cargas gravitacionales en servicio (24.2).

(b) Distribución de la armadura de flexión en losas en una dirección y para control de fisuración en vigas (24.3).

(c) Armadura para contracción y temperatura (24.4).

(d) Tensiones admisibles en elementos de hormigón pretensado sometidos a flexión (24.5)

C 24.1. ALCANCE

Los requisitos de comportamiento en servicio de este capítulo son los especificados en otras secciones del Reglamento, y otros que es prudente tener en cuenta para lograr un buen desempeño de los elementos estructurales. Este capítulo no debe tomarse como una compilación coherente y completa de los requisitos para el comportamiento en servicio relacionadas con el diseño de los elementos estructurales. Este capítulo no contiene requisitos específicos para vibraciones.

La experiencia muestra que los sistemas de entrepiso construidos in situ y diseñados de acuerdo con los espesores mínimos y requisitos para flechas de 7.3, 8.3, 9.3 y 24.2, en general, han tenido un comportamiento adecuado ante vibraciones para el confort humano bajo condiciones típicas de servicio. No obstante, puede haber situaciones donde las condiciones de servicio pueden no ser satisfactorias, por ejemplo:

(a) Luces grandes y plantas abiertas.

(b) Entrepisos donde puede haber requisitos de comportamiento ante vibraciones muy estrictos, como pueden ser espacios de fabricación de precisión y espacios para laboratorios.

(c) Espacios sometidos a cargas rítmicas o equipos mecánicos que vibren.

Los sistemas de entrepiso pretensados no están obligados a cumplir con los espesores mínimos de 7.3, 8.3 y 9.3 y son prefabricados, usualmente son sistemas conformados por vanos simples. Por esta razón, estos sistemas de entrepiso tienden a ser más susceptibles a vibraciones.

Las guías para la consideración de las vibraciones en el diseño de sistemas de entrepiso y la evaluación de las frecuencias de vibración y su amplitud para sistemas de entrepiso de hormigón pueden encontrarse en *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120), *ATC Design Guide 1* (Applied Technology Council, 1999), Mast (2001), Fanella and Mota (2014), y Wilford and Young (2006). Un ejemplo de aplicación está descrito en West et al. (2008).

24.2. FLECHAS DEBIDAS A CARGAS GRAVITACIONALES EN SERVICIO

24.2.1. Los elementos sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier flecha o deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el comportamiento en servicio de la estructura.

C 24.2. FLECHAS DEBIDAS A CARGAS GRAVITACIONALES EN SERVICIO

El 24.2 cubre únicamente flechas o deformaciones que puedan ocurrir en condiciones de carga de servicio. Cuando se calculen flechas dependientes del tiempo, deben considerarse únicamente la carga permanente y aquellas porciones de otras cargas que actúen en forma permanente.

El Reglamento contiene dos métodos para controlar las flechas (Sabnis et al., 1974). Para losas en una dirección no pretensadas y vigas no pretensadas, incluidos los elementos

compuestos, se deben seguir las disposiciones de altura o espesor total mínimo según 7.3.1 y 9.3.1, y cumplir con los requisitos del Reglamento para elementos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a grandes flechas. Para construcción no pretensada de losas en dos direcciones, la altura mínima requerida en 8.3.1 satisface los requisitos del Reglamento.

Para elementos no pretensados que no cumplan con estos requisitos de altura o espesor mínimo o para elementos no pretensados en una dirección que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a flechas grandes y para todos los elementos de hormigón pretensado a flexión, las flechas deben calcularse mediante los procedimientos descritos en 24.2.3 hasta 24.2.5. Las flechas calculadas están limitadas a los valores de la ***Tabla 24.2.2***.

24.2.2. Las flechas calculadas de acuerdo con 24.2.3 hasta 24.2.5 no deben exceder los límites establecidos en la ***Tabla 24.2.2***.

C 24.2.2. Debe notarse que las limitaciones dadas en la ***Tabla 24.2.2*** se relacionan únicamente con elementos no estructurales soportados o vinculados. Para aquellas estructuras en las que los elementos estructurales son susceptibles de ser afectados por las flechas o deformaciones de los elementos a los que están ligados, de tal manera que afecten adversamente la resistencia de la estructura, estas flechas y las fuerzas resultantes deberían considerarse explícitamente en el análisis y el diseño de la estructura, como lo dispone 24.2.1 (ACI 209R-08).

Cuando se calculen flechas dependientes del tiempo, puede restarse la parte de la flecha que ocurre antes de ligar los elementos no estructurales. Al hacer esta corrección puede emplearse la gráfica de la ***Figura C 24.2.4.1*** para elementos de dimensiones y formas usuales.

Tabla 24.2.2. Flecha máxima calculada admisible

<table>
<tr><th>Elemento</th><th colspan="2">Condición</th><th>Flecha considerada</th><th>Límite de flecha</th></tr>
<tr><td>Cubiertas planas</td><td colspan="2" rowspan="2">Que no soporten ni estén unidos a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a grandes flechas</td><td>Flecha inmediata debida a L_r, S y R</td><td>$\ell/180$ [1]</td></tr>
<tr><td>Entrepisos</td><td>Flecha inmediata debida a L</td><td>$\ell/360$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Cubiertas o entrepisos</td><td rowspan="2">Que soporten o estén unidos a elementos no estructurales</td><td>Susceptibles de sufrir daños debido a grandes flechas.</td><td rowspan="2">La parte de la flecha total que ocurre después de que los elementos no estructurales se unan (la suma de la flecha a largo plazo debida a todas las cargas de larga duración, y la flecha inmediata debida a cualquier sobrecarga adicional) [2]</td><td>$\ell/480$ [3]</td></tr>
<tr><td>No susceptibles de sufrir daños debido a grandes flechas.</td><td>$\ell/240$ [4]</td></tr>
</table>

[1] Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra la acumulación de agua. Esto último se debe verificar mediante cálculos de flechas, incluyendo las flechas debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

[2] Las flechas a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de flecha calculada que ocurra antes de ligar los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-flecha de elementos similares a los que se están considerando.

[3] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o unidos.

[4] Este límite no puede exceder la tolerancia aportada para los elementos no estructurales.

24.2.3. Cálculo de flechas inmediatas

C 24.2.3. Cálculo de flechas inmediatas

24.2.3.1. Las flechas inmediatas deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para flechas

C 24.2.3.1. Para el cálculo de las flechas inmediatas de elementos prismáticos no fisurados pueden utilizarse los

elásticas, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración y de la armadura en la rigidez del elemento.

métodos o fórmulas usuales para las flechas elásticas, con un valor constante de $E_c I_g$ en toda la longitud de la viga. Sin embargo, si el elemento está fisurado en una o más secciones, o si su altura varía a lo largo del vano, resulta necesario realizar un cálculo más riguroso.

24.2.3.2. Al determinar las flechas debe tenerse en cuenta el efecto de la variación de las propiedades de la sección transversal, tal como el efecto de las cartelas.

24.2.3.3. Las flechas en los sistemas de losas en dos direcciones deben calcularse teniendo en cuenta el tamaño y forma del panel, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes del panel.

C 24.2.3.3. El cálculo de flechas en losas de dos direcciones es complejo, aun suponiendo un comportamiento lineal elástico. Para el cálculo de las flechas inmediatas, pueden usarse los valores de E_c y I_e especificados en 24.2.3.4 y 24.2.3.5, respectivamente (ACI 209R-08). Sin embargo, pueden usarse otros valores para la rigidez $E_c I_e$ si resultan en predicciones de flechas que concuerden razonablemente con los resultados de ensayos significativos.

24.2.3.4. Se permite calcular el módulo de elasticidad del hormigón, E_c , de acuerdo con 19.2.2.

24.2.3.5. Para los elementos no pretensados, a menos que se obtengan por medio de un análisis más completo, el momento de inercia efectivo, I_e , debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 24.2.3.5*** utilizando:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (24.2.3.5)$$

C 24.2.3.5. La aproximación para el momento de inercia efectivo, desarrollada por Bischoff (2005), ha demostrado que lleva a resultados de las flechas calculadas que tienen suficiente precisión para un amplio intervalo de cuantías de armadura (Bischoff and Scalon, 2007). El M_{cr} se multiplica por dos tercios para considerar restricciones que pueden reducir el momento de fisuración efectivo y para tener en cuenta una resistencia reducida a la tracción del hormigón durante la construcción que puede llevar a fisuración que posteriormente afecte las flechas de servicio (Scanlon and Bischoff, 2008).

En la edición previa a este reglamento, utilizaba una ecuación diferente (Branson, 1965) para el cálculo de I_e. Se ha demostrado que la ecuación anterior subestimaba las flechas de elementos con cuantías de armadura bajas, lo cual es usual en losas, y no consideraba el efecto de la restricción. Para elementos con cuantías de armadura superiores al 1 por ciento y momentos de servicio de al menos el doble del momento de fisuración, hay poca diferencia en las flechas calculadas utilizando los requisitos anteriores y los del presente Reglamento.

Tabla 24.2.3.5. Momento de inercia efectivo, I_e

Momento en servicio	Momento efectivo de inercia, I_e , mm⁴	
$M_a \le (2/3)M_{cr}$	I_g	(a)
$M_a > (2/3)M_{cr}$	$\dfrac{I_{cr}}{1-\left(\dfrac{(2/3)M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\dfrac{I_{cr}}{I_g}\right)}$	(b)

24.2.3.6. Para losas continuas en una dirección y vigas continuas, se permite tomar I_e como el promedio de los valores obtenidos de la ***Tabla 24.2.3.5*** para las secciones críticas de momento positivo y negativo.

24.2.3.7. Para losas en una dirección y vigas prismáticas, se permite tomar I_e como el valor obtenido de la ***Tabla 24.2.3.5*** en el centro de la luz para tramos simples y continuos y en el apoyo para voladizos.

C 24.2.3.7. El empleo de las propiedades de la sección en el centro del vano para elementos prismáticos continuos es considerado satisfactorio en cálculos aproximados, principalmente porque la rigidez en el centro de la luz (incluyendo el efecto de la fisuración) tiene efecto dominante sobre las flechas como lo muestra ACI 435.5R-89, ACI Committee 435 (1978) y Sabnis et al. (1974).

24.2.3.8. Para vigas y losas pretensadas ***Clase U***, definidas en 24.5.2, se permite calcular las flechas considerando I_g .

C 24.2.3.8. Las flechas inmediatas de elementos de hormigón pretensado ***Clase U*** pueden calcularse por los métodos o fórmulas usuales para flechas elásticas, utilizando el momento de inercia de la sección total de hormigón (sin fisurar) y el módulo de elasticidad del hormigón especificado en 19.2.2.1.

24.2.3.9. Para las losas y vigas pretensadas ***Clase C*** y ***Clase T***, como se definen en 24.5.2, los cálculos de flecha deben basarse en un análisis considerando la sección fisurada transformada. Los cálculos se pueden basar en una relación momento-flecha bilineal o en un momento efectivo de inercia, I_e , como lo define la ecuación (24.2.3.9a),

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \qquad (24.2.3.9a)$$

donde M_{cr} se calcula con:

$$M_{cr} = \frac{\left(f_r + f_{pe}\right) I_g}{y_t} \qquad (24.2.3.9b)$$

C 24.2.3.9. La ecuación del momento de inercia efectivo de 24.2.3.5 fue modificada en el Reglamento de 2019. La ecuación modificada no es aplicable a elementos pretensados. La ecuación (24.2.3.9a) mantiene los requisitos de ediciones anteriores del Reglamento para estos tipos de elementos. El *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120) da información sobre los cálculos de flecha usando una relación momento-flecha bilineal y un momento de inercia efectivo. Mast (1998) presenta información adicional sobre la flecha de elementos de hormigón pretensado fisurados.

Shaikh and Branson (1970) demuestran que el método basado en I_e puede ser empleado para calcular las flechas de elementos pretensados ***Clases C*** y ***T*** cargados más allá de la carga de fisuración. Para este caso, el momento de fisuración debería considerar el efecto de pretensado como indica la ecuación (24.2.3.9).

En Shaikh and Branson (1970) se presenta un método para predecir el efecto del acero de tracción no pretensado en la reducción de la flecha por fluencia lenta, y de forma aproximada en ACI 209R y Branson (1970).

24.2.4. Cálculo de flechas dependientes del tiempo

C 24.2.4. Cálculo de flechas dependientes del tiempo

24.2.4.1. Elementos no pretensados

C 24.2.4.1. Elementos no pretensados

24.2.4.1.1 A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la flecha adicional dependiente del tiempo, resultante de la fluencia lenta y la contracción en elementos a flexión, debe determinarse multiplicando la flecha inmediata causada por la carga persistente por el factor λ_Δ .

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \qquad (24.2.4.1.1)$$

24.2.4.1.2. En la ecuación (24.2.4.1.1), ρ' es el valor en la mitad de la luz para vanos simples y continuos, y en el apoyo para voladizos.

24.2.4.1.3. En la ecuación (24.2.4.1.1), los valores para el factor dependiente del tiempo para cargas persistentes, ξ , se encuentran definidos en la ***Tabla 24.2.4.1.3***.

La contracción y la fluencia lenta causan flechas a largo plazo adicionales a las flechas elásticas que ocurren cuando las cargas se aplican por primera vez a la estructura. Estas flechas están afectadas por: la temperatura, la humedad, las condiciones de curado, la edad en el momento de la carga, la cantidad de armadura a compresión y la magnitud de la carga persistente. La expresión dada en esta sección se considera satisfactoria para usarse con los procedimientos del Reglamento para calcular las flechas inmediatas y con los límites dados en la ***Tabla 24.2.2***. La flecha calculada de acuerdo con esta sección es la flecha adicional a largo plazo, debida a la carga persistente y a las porciones de otras cargas persistentes durante un período suficiente para provocar flechas significativas en el tiempo.

La ecuación (24.2.4.1.1) se desarrolló en Branson (1971). En la ecuación (24.2.4.1.1), el término $(1 + 50\rho')$ tiene en cuenta el efecto de la armadura a compresión para reducir las flechas a largo plazo. $\xi = 2{,}0$ representa un factor nominal dependiente del tiempo para ***5 años*** de duración de la carga. Para períodos de carga de menos de ***5 años*** puede emplearse la curva de la ***Figura C 24.2.4.1*** para estimar valores de ξ .

Cuando se desea considerar por separado la fluencia lenta y la contracción, pueden usarse las ecuaciones aproximadas

Tabla 24.2.4.1.3. Factor dependiente del tiempo para cargas de larga duración

Tiempo de la carga de larga duración, meses	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1,0
6	1,2
12	1,4
60 ó más	2,0

que se presentan en Branson (1965, 1971, 1977) y ACI Committee 435 (1966).

Dado que la información disponible sobre flechas a largo plazo en losas en dos direcciones es muy limitada como para justificar un procedimiento más elaborado, se permite usar los factores dados en 24.2.4.1.3 con la ecuación (24.2.4.1.1) para calcular las flechas adicionales de largo plazo para losas en dos direcciones.

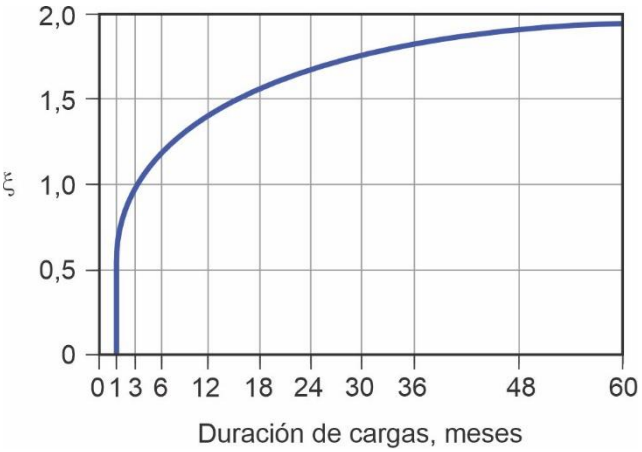


Figura C 24.2.4.1. *Factor multiplicador para las flechas a largo plazo.*

24.2.4.2. Elementos pretensados

24.2.4.2.1. La flecha adicional dependiente del tiempo en elementos de hormigón pretensado debe calcularse teniendo en cuenta las tensiones, en el hormigón y en el acero, bajo carga permanente e incluyendo los efectos de fluencia lenta y contracción del hormigón, así como la relajación del acero pretensado.

C 24.2.4.2. Elementos pretensados

C 24.2.4.2.1. El cálculo de las flechas a largo plazo en elementos de hormigón pretensado sometidos a flexión es complejo. Los cálculos deberían tener en cuenta no sólo el incremento de las flechas debido a los esfuerzos por flexión, sino también las flechas adicionales a largo plazo que son el resultado del acortamiento del elemento por la flexión.

El hormigón pretensado se acorta más con el tiempo que otros elementos no pretensados semejantes, debido a la precompresión en la losa o la viga, la cual produce fluencia lenta. Esta fluencia lenta, junto con la contracción del hormigón, tiene como resultado un acortamiento significativo de los elementos sometidos a flexión que continúa durante varios años después de la construcción y debería tomarse en consideración en el diseño. El acortamiento tiende a reducir las tensiones en la armadura de pretensado, disminuyendo de esta manera la precompresión en el elemento y, en consecuencia, produciendo incrementos en las flechas a largo plazo.

Otro factor que puede influir en las flechas a largo plazo de los elementos pretensados, solicitados a flexión, es el hormigón o la albañilería adyacente, no pretensados, en la misma dirección del elemento. Estos elementos pueden consistir en una losa no pretensada en la misma dirección que la viga, adyacente a una viga pretensada, o a un sistema de losas no pretensadas.. Puesto que el elemento pretensado tiende a tener mayor contracción y mayor fluencia lenta que el hormigón adyacente no pretensado, la estructura tenderá a lograr una compatibilidad de los efectos de acortamiento. Esto da como resultado una reducción de la precompresión en el elemento pretensado, pues el hormigón adyacente

absorbe la compresión. La reducción en la precompresión del elemento pretensado, que puede ocurrir a lo largo de un período de años, da lugar a flechas adicionales a largo plazo y a un aumento de tensiones de tracción en el elemento pretensado.

Se puede utilizar cualquier método adecuado para calcular las flechas a largo plazo de elementos pretensados, siempre y cuando se tomen en cuenta todos los efectos. Se puede obtener información en ACI 209R-08, ACI Committee 435 (1963), Branson et al. (1970), y Ghali and Favre (1986).

24.2.5. Cálculo de las flechas de construcción en hormigón compuesto

C 24.2.5. Cálculo de las flechas de construcción en hormigón compuesto

24.2.5.1 Si los elementos compuestos sometidos a flexión se apuntalan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga muerta es soportada por la sección compuesta total, para el cálculo de la flecha el elemento compuesto se puede considerar equivalente a un elemento construido monolíticamente.

Los elementos compuestos de hormigón se deben diseñar para cumplir con los requisitos de resistencia a corte horizontal de 16.4. Dado que se han hecho pocos ensayos para estudiar las flechas inmediatas y a largo plazo de elementos compuestos, las reglas dadas en esta sección se basan en el criterio acumulado en Estados Unidos con este tipo de estructuras.

24.2.5.2 Si los elementos compuestos sometidos a flexión no se apuntalan durante su construcción, debe investigarse la magnitud y duración de la carga antes del inicio efectivo de la acción compuesta para calcular las flechas a largo plazo.

En 22.3.3.3 se establece que no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y sin apuntalar. Esto se refiere a los cálculos de resistencia y no a las flechas. Los documentos de construcción deberían indicar si el diseño de los elementos compuestos de hormigón se basa en construcción apuntalada o sin apuntalar, como lo exige 26.11.1.1.

24.2.5.3 Se deben tener en cuenta las flechas que resultan de la contracción diferencial entre los componentes prefabricados y los construidos en obra y los efectos de la fluencia lenta de los elementos de hormigón pretensado.

24.3. DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA A FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

C 24.3. DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA A FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

24.3.1. La armadura con adherencia debe estar distribuida para controlar la fisuración en las zonas en tracción por flexión de losas y vigas no pretensadas, y pretensadas ***Clase C*** reforzadas para resistir flexión en una sola dirección.

C 24.3.1. Cuando las cargas de servicio llevan a tensiones elevadas en la armadura, deberían esperarse fisuras visibles y tomarse precauciones al detallar la armadura para controlar la fisuración. Por razones de durabilidad y estética, son preferibles muchas fisuras muy finas que pocas fisuras anchas. Las prácticas de detallado de la armadura generalmente conducirán a un adecuado control de la fisuración si se utiliza acero con $f_y = 420$ MPa para la armadura.

Los exhaustivos trabajos de laboratorio (Gergely and Lutz 1968; Kaar 1966; Base et al. 1966) realizados con barras conformadas, confirmaron que el ancho de las fisuras debidas a las cargas de servicio es proporcional a la tensión en el acero. Se encontró que las variables significativas afectadas por el detallado de la armadura son el espesor del recubrimiento de hormigón y la separación de la armadura.

El ancho de fisura refleja inherentemente una amplia dispersión, incluso en el trabajo cuidadoso de laboratorio, y está influenciado por la contracción y otros efectos que dependen del tiempo. El mejor control de fisuración se

obtiene cuando la armadura está bien distribuida en la zona de máxima tracción en el hormigón. Varias barras con una separación moderada son mucho más efectivas para controlar la fisuración que una o dos barras de mayor diámetro de área equivalente.

24.3.2. La separación de la armadura con adherencia más cercana a la cara traccionada, no debe exceder los valores de la ***Tabla 24.3.2***, donde c_c es la menor distancia desde la superficie de la armadura conformada o de pretensado, a la cara traccionada. La tensión calculada en la armadura conformada, f_s , y el cambio calculado en la tensión en la armadura de pretensado con adherencia, Δf_{ps} , debe cumplir con 24.3.2.1 y 24.3.2.2, respectivamente.

C 24.3.2. La separación de la armadura se limita para controlar la fisuración (Beeby 1979; Frosch 1999; ACI Committee 318 1999). Para el caso de una viga con armadura de acero f_y = ***420 MPa***, ***50 mm*** de recubrimiento libre de la armadura principal y con f_s = ***280 MPa***, la separación máxima es ***250 mm***.

Los anchos de fisura en estructuras son muy variables. Los requisitos actuales del Reglamento para separación intentan limitar la fisuración superficial a un ancho que es generalmente aceptable en la práctica, pero que puede variar ampliamente dentro de una misma estructura.

La influencia de las fisuras en la corrosión es un tema controvertido. Las investigaciones (Darwin et al. 1985; Oesterle 1997) muestran que la corrosión no está claramente relacionada con el ancho de las fisuras superficiales en los rangos de las tensiones normalmente encontrados en la armadura a nivel de cargas de servicio. Por esta razón, el Reglamento no hace distinción entre exposición interior y exterior.

Solamente la armadura de tracción más cercana a la cara traccionada necesita ser considerada para seleccionar el valor de c_c que se usa para calcular los requisitos de separación. Para armadura pretensada, por ejemplo, cordones, los cuales poseen características de adherencia menos efectivas que la armadura conformada, se aplica un factor de efectividad de dos tercios en la ***Tabla 24.3.2***.

Para elementos postensados diseñados como elementos fisurados, en general, es ventajoso controlar la fisuración mediante el uso de armadura conformada, para lo cual se pueden usar los requisitos para barras y alambres conformados de la ***Tabla 24.3.2***. La armadura con adherencia exigida por otras disposiciones de este Reglamento también puede ser usado como armadura para el control de la fisuración.

Tabla 24.3.2. Separación máxima de la armadura con adherencia en vigas y losas en una dirección pretensadas Clase C y no pretensadas

Tipo de armadura	Separación máxima, s , mm	
Barras o alambres conformados	Menor de:	$380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2{,}5c_c$
		$300\left(\frac{280}{f_s}\right)$
Armadura de pretensado con adherencia	Menor de:	$\left(\frac{2}{3}\right)\left[380\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right) - 2{,}5c_c\right]$
		$\left(\frac{2}{3}\right)\left[300\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right)\right]$
Combinación de barras o alambres conformados y armadura de pretensado con adherencia	Menor de:	$\left(\frac{5}{6}\right)\left[380\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right) - 2{,}5c_c\right]$
		$\left(\frac{5}{6}\right)\left[300\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right)\right]$

24.3.2.1. La tensión calculada f_s en la armadura conformada más cercana a la cara traccionada para cargas de servicio, debe obtenerse considerando el momento no mayorado, o se debe permitir tomar f_s como $(2/3)f_y$.

C 24.3.2.1. Para aplicaciones en las cuales el control de fisuración es crítico, el diseñador puede considerar reducir el valor de f_s para ayudar a controlar la fisuración.

24.3.2.2. La variación en la tensión, Δf_{ps} , en la armadura de pretensado con adherencia, para cargas de servicio, debe ser igual a la tensión calculada considerando sección fisurada menos la tensión de descompresión f_{dc} . Se puede considerar f_{dc} igual a la tensión efectiva en el acero de pretensado f_{se} . La magnitud de Δf_{ps} no debe exceder ***250 MPa***. Cuando Δf_{ps} es menor o igual a ***140 MPa***, no hay necesidad

C 24.3.2.2. Es conservador considerar la tensión de descompresión f_{dc} igual a la tensión efectiva en el acero de pretensado, f_{se} . El límite máximo de ***250 MPa*** para Δf_{ps} tiene la intención de hacerlo similar a la máxima tensión admisible para la armadura de acero con f_y = ***420 MPa*** (f_s = ***280 MPa***). La exención para los elementos con Δf_{ps} menor a ***140 MPa*** refleja que muchas estructuras diseñadas usando métodos de tensiones de trabajo y con niveles bajos de tensión se desempeñaron bien para las funciones para las cuales se diseñaron mostrando poca fisuración por flexión.

de cumplir los requisitos de separación de la ***Tabla 24.3.2***.

24.3.3. Si solo hay una barra con adherencia, cordón pretesado o cordón con adherencia cerca de la cara traccionada extrema, el ancho de la cara traccionada extrema no debe exceder el valor de s determinado de acuerdo con la ***Tabla 24.3.2***.

24.3.4. Si el ala de una viga **T** está traccionada, la porción de la armadura traccionada por flexión, que no esté localizada sobre el alma de la viga, debe distribuirse dentro del menor valor entre el ancho efectivo del ala como se define de acuerdo con 6.3.2 y $\ell_n/10$. Si $\ell_n/10$ controla, se debe colocar armadura longitudinal con adherencia adicional, que cumpla con 24.4.3.1, en las zonas más externas del ala.

C 24.3.4. En una viga **T**, la distribución de la armadura negativa para el control de la fisuración debería tener en cuenta dos condiciones: 1) una separación grande de la armadura en el ancho efectivo del ala puede provocar la formación de fisuras anchas en la losa cerca del alma, y 2) una separación pequeña en la vecindad del alma deja sin protección las zonas exteriores del ala. La limitación de un décimo sirve para evitar que haya una separación muy grande, al tiempo que aporta un poco de armadura adicional necesaria para proteger las zonas más externas del ala.

Para vigas **T** diseñadas para resistir momentos negativos debido a cargas de gravedad y viento, toda la armadura de tracción requerida para resistencia se coloca dentro del menor valor entre el ancho efectivo de ala y $\ell_n/10$. La práctica usual es colocar más de la mitad de la armadura sobre el alma de la viga. Para vigas **T** que resistan combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, dirigirse al ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

24.3.5. La separación de la armadura con adherencia, sometida a flexión, en vigas y losas en una dirección pretensadas ***Clase C*** y no pretensadas, sometidas a fatiga, diseñadas para ser impermeables o expuestas a un ambiente agresivo, se debe seleccionar considerando investigaciones y precauciones especiales para esas condiciones y no debe exceder los límites dados en 24.3.2.

C 24.3.5. A pesar de que se han realizado numerosos estudios, no se dispone de evidencia experimental clara respecto al ancho de fisura a partir del cual existe peligro de corrosión (ACI 222R). Las pruebas de exposición indican que la calidad del hormigón, la compactación adecuada y el apropiado recubrimiento de hormigón, pueden ser más importantes para la protección contra la corrosión que el ancho de fisura en la superficie del hormigón (Schießl and Raupach, 1997).

Los requisitos relacionados con un mayor recubrimiento de hormigón y durabilidad del acero de armaduras se encuentran en 20.5, y las relacionadas con la durabilidad del hormigón se encuentran en 19.3.

24.4. ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

C 24.4. ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

24.4.1. En losas estructurales en una dirección donde la armadura a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a la armadura de flexión para resistir las tensiones debidas a contracción y temperatura, de acuerdo con 24.4.3 y 24.4.4.

C 24.4.1. Se requiere armadura de contracción y temperatura perpendicular a la armadura principal, para minimizar la fisuración y con el fin de garantizar que la estructura actúe como se supone en el proyecto. Los requisitos de esta sección se refieren sólo a losas estructurales y no a las losas apoyadas sobre el terreno.

24.4.2. Cuando los movimientos por contracción y temperatura están restringidos, deben considerarse los efectos de T de acuerdo con 5.3.6.

C 24.4.2. El área de armadura por contracción y temperatura requerida por 24.4.3.2 ha sido satisfactoria cuando los movimientos por contracción y temperatura no están restringidos. Cuando existan tabiques estructurales o columnas que generen una restricción significativa a los movimientos por contracción y temperatura, la restricción a

los cambios de volumen provoca tracción en las losas y desplazamientos, esfuerzos de corte y momentos en las columnas o tabiques. En estos casos puede ser necesario incrementar la cantidad de armadura de la losa requerida en 24.4.3.2 debido a la contracción y los efectos térmicos en las dos direcciones principales (PCI MNL 120; Gilbert, 1992). Tanto la armadura inferior como la superior son efectivas para controlar la fisuración. Las fajas de control dejadas durante el período de construcción para permitir la contracción inicial sin que se generen incrementos en las tensiones son también efectivas para reducir la fisuración causada por la restricción.

La capa superior de hormigón también sufre tracción debido a la restricción del diferencial de contracción entre el mismo y los elementos prefabricados o tableros permanentes de acero (que no tienen contracción) la cual debería ser considerada al armar la losa. Se deberían tener en cuenta las demandas de deformación unitaria en la armadura que cruza las juntas de elementos prefabricados, donde ocurre la mayoría de la liberación del diferencial de contracción.

24.4.3. Armadura no pretensada

C 24.4.3. Armadura no pretensada

24.4.3.1. La armadura conformada, empleada como armadura de contracción y temperatura, debe colocarse de acuerdo con 24.4.3.2 hasta 24.4.3.5.

24.4.3.2. La cuantía de armadura conformada de contracción y temperatura calculada con respecto al área bruta de hormigón debe ser mayor o igual a ***0,0018***.

C 24.4.3.2. La cuantía mínima para barras conformadas o armadura electrosoldada de alambre, calculada con respecto al área bruta de hormigón de ***0,0018*** es empírica, pero se ha utilizado satisfactoriamente durante muchos años. El área de armadura resultante puede distribuirse cerca de la cara superior o inferior de la losa, o puede localizarse entre las dos caras de la losa según se considere apropiado para las condiciones específicas. Ediciones anteriores del Reglamento permitían una reducción en la armadura de contracción y temperatura con resistencias de fluencia mayores de ***420 MPa***. No obstante, la mecánica de fisuración sugiere que las resistencias a fluencia mayores no conducen a ningún beneficio para el control de fisuración. Si el ancho de las fisuras o el control de filtraciones es un estado límite de diseño, se puede consultar el ACI 224R o ACI 350 respecto a las cuantías recomendadas hasta tanto se emita un documento al respecto.

24.4.3.3. La separación de la armadura conformada de contracción y temperatura no debe exceder el menor de $5h$ y ***450 mm***.

24.4.3.4. En todas las secciones donde se requiera, la armadura nevurada de contracción y temperatura debe ser capaz de desarrollar f_y en tracción.

C 24.4.3.4. Los empalmes y anclajes terminales de la armadura de contracción y temperatura deben diseñarse para desarrollar la resistencia a la fluencia especificada del acero de armadura, de acuerdo con el ***Capítulo 25***.

24.4.3.5. Para losas prefabricadas en una dirección y paneles de muro prefabricados y pretensados en una dirección, no se requiere la armadura de contracción y temperatura en dirección perpendicular a la armadura para flexión si se cumplen (a) hasta (c).

C 24.4.3.5. En elementos de hormigón pretensado prefabricados, de ancho no mayor a ***3,7 m***, como losas alveolares, losas macizas o losas con nervaduras poco espaciadas, usualmente no se necesita colocar armadura transversal para soportar tensiones de contracción y variación de temperatura en la dirección corta. Esto es también generalmente cierto para losas de entrepiso y

(a) Los elementos prefabricados no son más anchos que ***3,7 m***.

(b) Los elementos prefabricados no están conectados mecánicamente como para causar una restricción en la dirección transversal.

(c) La armadura no se requiere para resistir tensiones transversales de flexión.

cubierta prefabricadas no pretensadas. El ancho de ***3,7 m*** es menor que aquel en el cual las tensiones por contracción y variación de temperatura pueden alcanzar una magnitud que requiera armadura transversal. Adicionalmente, la mayor parte de la contracción se produce antes de que los elementos sean vinculados a la estructura. Una vez en la estructura final, usualmente, los elementos no están conectados en sentido transversal tan rígidamente como el hormigón monolítico, y por esta razón las tensiones por restricción transversal debidas a contracción y variación de temperatura se reducen significativamente.

Esta excepción no aplica donde la armadura se requiere para resistir tensiones de flexión como ocurre en alas delgadas de vigas **T** sencillas y dobles.

24.4.4. Armadura de pretensado

C 24.4.4. Armadura de pretensado

24.4.4.1. La armadura de pretensado, empleada como armadura de contracción y temperatura, debe cumplir con el artículo 20.3.2.2, y su tensión promedio de compresión mínima, después de las pérdidas, debe ser al menos ***0,7 MPa*** sobre el área bruta del hormigón.

C 24.4.4.1. Los requisitos de armadura de pretensado se han seleccionado para aportar una fuerza efectiva a la losa, aproximadamente igual a la resistencia a la fluencia de la armadura no pretensada de contracción y temperatura. Esta cantidad de armadura de pretensado con una tensión promedio mínimo de ***0,7 MPa*** sobre el área total del hormigón, se ha utilizado exitosamente en un gran número de proyectos.

Se deberían evaluar los efectos del acortamiento de la losa para asegurar una acción apropiada. En la mayoría de los casos, el bajo nivel de pretensado recomendado no debería causar dificultades en una estructura detallada adecuadamente. Puede requerirse atención especial cuando los efectos térmicos o la restricción sean significativos.

24.5. TENSIONES ADMISIBLES EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN PRETENSADOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

C 24.5. TENSIONES ADMISIBLES EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN PRETENSADOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

24.5.1. Generalidades

C 24.5.1. Generalidades

24.5.1.1. Se deben limitar las tensiones en el hormigón en elementos pretensados sometidos a flexión de acuerdo con los requisitos de 24.5.2 hasta 24.5.4, a menos que se demuestre mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento.

C 24.5.1.1. Las tensiones admisibles en el hormigón se incluyeron para controlar el comportamiento en servicio, pero no para garantizar una resistencia estructural adecuada, la cual debería verificarse de acuerdo con otros requisitos del Reglamento.

Este Reglamento contiene un procedimiento por medio del cual los límites de las tensiones no inhiban el desarrollo de nuevos productos, materiales y técnicas de construcción de hormigón pretensado. La aprobación del diseño debería cumplir con 1.4 del Reglamento.

24.5.1.2. En el cálculo de las tensiones en la etapa de transferencia del pretensado, bajo cargas de servicio y en el estado correspondiente a cargas de fisuración, se debe emplear la teoría elástica cumpliendo con las hipótesis (a) y (b).

(a) Las deformaciones unitarias varían linealmente con la distancia al eje neutro de acuerdo con 22.2.1.

(b) En secciones fisuradas el hormigón no resiste tracción.

24.5.2. Clasificación de los elementos pretensados sometidos a flexión

24.5.2.1. Los elementos pretensados sometidos a flexión deben clasificarse como ***Clase U***, ***Clase T*** o ***Clase C*** de acuerdo con la ***Tabla 24.5.2.1***, en función de f_t ,correspondiente a la tensión calculada en la fibra traccionada extrema en la zona traccionada precomprimida, calculada para cargas de servicio, suponiendo la sección como no fisurada.

Tabla 24.5.2.1. Clasificación de los elementos pretensados sometidos a flexión basada en f_t

Comportamiento supuesto	Clase	Límites de f_t
No fisurado	*U* [1]	$f_t \le 0{,}7\sqrt{f'_c}$
Transición entre fisurado y no fisurado	*T*	$0{,}7\sqrt{f'_c} < f_t \le \sqrt{f'_c}$
Fisurado	*C*	$f_t > \sqrt{f'_c}$

[1] Los sistemas de losas pretensadas en dos direcciones deben ser diseñadas como Clase U con $f_t \le 0{,}5\sqrt{f'_c}$.

C 24.5.2. Clasificación de los elementos pretensados sometidos a flexión

C 24.5.2.1. Se definen ***tres clases*** de comportamiento de los elementos pretensados sometidos a flexión. Para los elementos de la ***Clase U*** se supone un comportamiento como elementos no fisurados. Para los elementos ***Clase C*** se supone un comportamiento como elementos fisurados. El comportamiento de los elementos de ***Clase T*** se supone como una transición entre los fisurados y los no fisurados. Estas clases aplican a elementos sometidos a flexión con pretensado con adherencia y sin adherencia pero, para los sistemas de losas pretensadas en dos direcciones, se requiere que sean diseñadas como ***Clase U*** con $f_t \le 0{,}5\sqrt{f'_c}$.

Los requisitos de comportamiento en servicio para cada clase se resumen en la ***Tabla C 24.5.2.1***. A los efectos de una comparación, la ***Tabla C 24.5.2.1*** también contiene los requisitos correspondientes para elementos no pretensados. Debido a la ausencia de compatibilidad de deformaciones unitarias, no es congruente incluir el área de armadura de pretensado sin adherencia en el cálculo de propiedades de la sección bruta o fisurada, pero la fuerza efectiva de pretensado debería considerarse para determinar la ubicación del eje neutro. Así mismo, en el cálculo de las propiedades de la sección debería considerarse el área de vacíos creados por las envolturas o vainas para la armadura de pretensado sin adherencia. Un procedimiento para evaluar tensiones, flechas y control de fisuración en elementos pretensados fisurados, se presenta en Mast (1998).

La zona precomprimida traccionada es la porción de un elemento pretensado donde ocurre tracción por flexión, bajo cargas muertas y vivas no mayoradas, calculada utilizando las propiedades de la sección bruta, como si la fuerza de pretensado no estuviera presente. El hormigón pretensado se diseña generalmente de manera que la fuerza de pretensado introduzca compresión en dicha zona, reduciendo efectivamente la magnitud de la tensión de tracción.

En ambientes corrosivos, definidos como un ambiente en el cual ocurre ataque químico (tal como el proveniente de agua marina, atmósferas industriales corrosivas o gases de alcantarillados) la fisuración bajo cargas de servicio se vuelve crítica a los efectos del desempeño a largo plazo. Para estas condiciones, deberían incrementarse el recubrimiento de hormigón de acuerdo con 20.5.1.4 y las tensiones de tracción reducirse para minimizar una posible fisuración bajo cargas de servicio.

Tabla C 24.5.2.1. Requisitos de diseño comportamiento en servicio

	Pretensado			No pretensado
	Clase U	**Clase T**	**Clase C**	
Comportamiento supuesto	No fisurado	Transición entre no fisurado y fisurado	Fisurado	Fisurado
Propiedades de la sección para calcular las tensiones bajo cargas de servicio	Sección bruta 24.5.2.2	Sección bruta 24.5.2.2	Sección fisurada 24.5.2.3	No hay requisitos
Tensión admisible en la transferencia	24.5.3	24.5.3	24.5.3	No hay requisitos
Tensión de compresión admisible basado en la sección no fisurada	24.5.4	24.5.4	No hay requisitos	No hay requisitos
Tensión a tracción bajo cargas de servicio 24.5.2.1	$\leq 0{,}7\sqrt{f'_c}$	$0{,}7\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$	No hay requisitos	No hay requisitos
Base para el cálculo de las flechas	24.2.3.8, 24.2.4.2 Sección bruta	24.2.3.9, 24.2.4.2 Sección fisurada, bilineal	24.2.3.9, 24.2.4.2 Sección fisurada, bilineal	24.2.3, 24.2.4.1 Momento de inercia efectivo
Control de fisuración	No hay requisitos	No hay requisitos	24.3	24.3
Cálculo de Δf_{ps} o f_s para el control de fisuración	---	---	Análisis de sección fisurada	$M/(A_s \times brazo\ de\ palanca)$, ó $(2/3)f_y$
Armadura superficial	No hay requisitos	No hay requisitos	9.7.2.3	9.7.2.3

24.5.2.2. Para los elementos ***Clase U*** y ***Clase T***, se permite calcular las tensiones para cargas de servicio usando la sección no fisurada.

24.5.2.3. Para los elementos ***Clase C***, las tensiones bajo cargas de servicio se deben calcular usando la sección transformada fisurada.

C 24.5.2.3. Los elementos pretensados se clasifican según la magnitud de la tensión en la zona precomprimida sometida a tracción, calculada suponiendo que la sección se mantiene sin fisurar. Una vez que se ha determinado que un elemento es ***Clase C***, con $f_t > \sqrt{f'_c}$, se permite calcular las tensiones para cargas de servicio usando la sección transformada fisurada.

24.5.3. Tensiones admisibles en el hormigón después de la aplicación del pretensado

C 24.5.3. Tensiones admisibles en el hormigón después de la aplicación del pretensado

En esta etapa, las tensiones en el hormigón son causadas por el peso del elemento y la fuerza en el acero de pretensado, después del gateo, reducida por las pérdidas debidas al asentamiento del anclaje y el acortamiento elástico del hormigón. Generalmente, la contracción, la fluencia lenta y los efectos de relajación no se incluyen en esta etapa. Estas tensiones se aplican tanto al hormigón pretesado como al postesado, con las modificaciones adecuadas para las pérdidas durante la transferencia.

24.5.3.1. Las tensiones en la fibra comprimida extrema calculadas inmediatamente después de la aplicación del pretensado, antes de que ocurran las pérdidas de pretensado que dependen del tiempo, no deben exceder los límites de la ***Tabla 24.5.3.1***.

C 24.5.3.1. Las tensiones a compresión admisibles en la transferencia son mayores en los extremos de los elementos simplemente apoyados que en otras ubicaciones; esto se basa en la investigación y en las prácticas industriales del hormigón prefabricado y pretensado (Castro et al., 2004; Dolan and Krohn (2007); Hale and Russell (2006)).

Tabla 24.5.3.1. Límites para las tensiones a compresión en el hormigón después de la aplicación del pretensado

Ubicación	Límite de la tensión de compresión
En los extremos de elementos simplemente apoyados	$0{,}70 f'_{ci}$
En otras ubicaciones	$0{,}60 f'_{ci}$

24.5.3.2. Las tensiones de tracción calculadas inmediatamente después de la aplicación del pretensado, antes de las pérdidas de pretensado que dependen del tiempo, no deben exceder los límites de la ***Tabla 24.5.3.2***, excepto en lo que se permite en 24.5.3.2.1.

Tabla 24.5.3.2. Límites para las tensiones de tracción en el hormigón después de la aplicación del pretensado, sin armadura adicional con adherencia en la zona traccionada

Ubicación	Límite de la tensión de tracción en el hormigón
En los extremos de elementos simplemente apoyados	$0{,}5\sqrt{f'_{ci}}$
En otras ubicaciones	$0{,}25\sqrt{f'_{ci}}$

24.5.3.2.1. Se permite exceder los límites de la ***Tabla 24.5.3.2*** cuando se coloca armadura adicional con adherencia, en la zona traccionada para resistir la fuerza total de tracción en el hormigón, calculada bajo la hipótesis de sección no fisurada.

C 24.5.3.2. Los límites de las tensiones a tracción de $0{,}25\sqrt{f'_{ci}}$ y $0{,}5\sqrt{f'_{ci}}$ se refiere a tensiones de tracción que se localizan fuera de la zona traccionada precomprimida. Cuando las tensiones de tracción exceden los valores admisibles, se puede calcular la fuerza total en la zona de tensiones de tracción y se puede diseñar la armadura considerando esta fuerza, para una tensión de $0{,}6 f_y$, pero no mayor de ***210 MPa***. Los efectos de la fluencia lenta y contracción comienzan a reducir la tensión de tracción casi inmediatamente, no obstante, algo de tracción permanece en esta zona después de que han ocurrido todas las pérdidas del pretensado.

24.5.4. Tensiones admisibles en el hormigón sometido a compresión bajo cargas de servicio

C 24.5.4. Tensiones admisibles en el hormigón sometido a compresión bajo cargas de servicio

24.5.4.1. En elementos pretensados sometidos a flexión ***Clases U*** y ***T***, las tensiones en el hormigón bajo cargas de servicio, después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado, no deben exceder los límites de la ***Tabla 24.5.4.1***.

Tabla 24.5.4.1. Límite para las tensiones de compresión bajo cargas de servicio

Condición de carga	Límite de la tensión a compresión en el hormigón
Pretensado más cargas permanentes en el tiempo	$0{,}45 f'_c$
Pretensado más todas las cargas	$0{,}60 f'_c$

C 24.5.4.1. El límite para la tensión a compresión se estableció de manera conservadora en $0{,}45 f'_c$ para disminuir la probabilidad de falla de elementos de hormigón pretensado debido a cargas repetidas. Este límite parece razonable para evitar deformaciones excesivas por fluencia lenta bajo compresión. A valores de tensión mayores, las deformaciones unitarias por fluencia lenta tienden a incrementarse más rápidamente de lo que se incrementa la tensión aplicada.

Los ensayos de fatiga realizados en vigas de hormigón pretensado han demostrado que las fallas por compresión del hormigón no constituyen un criterio de control. Por lo tanto, el límite de tensiones de $0{,}60 f'_c$ permite un incremento de ***un tercio*** en la tensión admisible a compresión para elementos sometidos a cargas transitorias.

La sobrecarga sostenida en el tiempo es cualquier porción de la sobrecarga de servicio que se mantendrá por un período suficiente para generar flechas significativas dependientes del tiempo. Así, cuando las cargas

permanentes y sobrecargas sostenidas en el tiempo son un porcentaje alto de la carga de servicio total, el límite de $\mathbf{0,45}f'_c$ de la ***Tabla 24.5.4.1*** puede controlar la verificación. Por otra parte, cuando una parte apreciable de la carga de servicio total consiste en una sobrecarga de servicio transitoria o temporal, el límite de tensión incrementado de $\mathbf{0,60}f'_c$ controla la verificación.

El límite a la tensión de compresión de $\mathbf{0,45}\,f'_c$ para pretensado más cargas de larga duración continuará controlando el comportamiento a largo plazo de elementos pretensados.

CAPÍTULO 25. DETALLES DE ARMADO

25.1. ALCANCE

C 25.1. ALCANCE

Los métodos y normas recomendados para la preparación de los planos de diseño, detalles típicos y planos para la fabricación y colocación de las armaduras en estructuras de hormigón armado, se pueden obtener de *ACI Detailing Manual* (SP-66-2004), hasta tanto se emita un documento al respecto.

En este Reglamento, todos los requisitos relativos a los diámetros de las barras, alambres y cordones (y su área) se basan en las dimensiones nominales de la armadura, tal como se establecen en la norma correspondiente de la IRAM-IAS. Las dimensiones nominales equivalen a la de un área circular que tiene el mismo peso por metro que los tamaños de las barras, los alambres y los cordones designados por la norma IRAM-IAS. El área de la sección transversal de la armadura se basa en las dimensiones nominales.

25.1.1. Los requisitos de este capítulo se aplican a los detalles del armado e incluyen:

(a) Separación mínima.

(b) Ganchos normales.

(c) Anclaje de la armadura.

(d) Empalmes.

(e) Paquetes de barras.

(f) Armaduras transversales.

(g) Anclajes y acopladores para postensado.

C 25.1.1. Además de los requisitos de este capítulo que afectan al armado, el detallado específico para elementos particulares se dispone en los capítulos correspondientes. Otros detalles asociados con los requisitos de integridad estructural se encuentran en 4.10.

25.1.2. Los requisitos de 25.9 aplican a zonas de anclajes para cordones de postesado.

25.2. SEPARACIÓN MÍNIMA DE LAS ARMADURAS

C 25.2. SEPARACIÓN MÍNIMA DE LAS ARMADURAS

25.2.1. Para armaduras no pretensadas paralelas colocadas en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre ***25 mm***, d_b , y $(4/3)d_{agg}$.

Los límites mínimos se establecieron con el fin de permitir el flujo rápido del hormigón dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el encofrado sin formar nidos de abeja y con el objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano lo cual puede causar fisuración por corte o contracción. El uso del diámetro nominal de las barras para definir la separación mínima permite un criterio uniforme para barras de todos los diámetros. Los límites en el tamaño de los agregados fueron convertidos a requisitos de separación mínima y se incluyen con el fin de asegurar que las armaduras queden adecuadamente embebidas, minimizando la formación de nidos de abeja. Nótese que las limitaciones para el tamaño

25.2.2. Cuando las armaduras paralelas se coloquen en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de ***25 mm***.

25.2.3. Para armadura longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en

tabiques, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de ***40 mm***, $\mathbf{1{,}5}d_b$, y $\mathbf{(4/3)}d_{agg}$.

del agregado pueden omitirse si, a juicio del profesional habilitado, la trabajabilidad y los métodos de compactación del hormigón son tales que el hormigón pueda colocarse sin que se formen oquedades o nidos de abeja.

Las longitudes de anclaje dadas en 25.4 son una función de las separaciones entre las barras y el recubrimiento. Como consecuencia, puede ser deseable usar en algunos casos una separación y recubrimiento de barras mayor que el mínimo requerido.

25.2.4. Para los cordones pretesados en el extremo de un elemento, la separación mínima entre los centros, s , debe ser el mayor valor entre lo indicado en la ***Tabla 25.2.4***, y $\mathbf{[\ (4/3)}d_{agg} + d_b\ \mathbf{]}$.

C 25.2.4. La menor separación permitida para transferencias con resistencias de ***28 MPa*** o más se basa en Deatherage et al. (1994) y Russell and Burns (1966).

Tabla 25.2.4. Separación mínima medida centro a centro de los cordones pretesados en los extremos de un elemento

f'_c MPa	Diámetro nominal del cordón, mm	s mínimo
< 30	Todos	$4d_b$
≥ 30	< 12,7 mm	$4d_b$
	12,7 mm	45 mm
	15,2 mm	50 mm

25.2.5. Para los alambres pretesados en el extremo de un elemento, la separación mínima centro a centro, s , debe ser el mayor valor entre $\mathbf{5}d_b$ y $\mathbf{[\ (4/3)}d_{agg} + d_b\ \mathbf{]}$.

25.2.6. Se permite reducir la separación vertical incluyendo los paquetes de armaduras pretensadas en la porción media de un vano.

25.2.7. Para armaduras no pretensadas paralelas en elementos de hormigón proyectado, la separación libre debe estar de acuerdo con (a) o (b).

(a) La separación libre entre barras debe ser al menos el mayor valor entre $\mathbf{6}d_b$ y ***64 mm***.

(b) Si se colocan dos capas de armaduras, la separación libre en la capa más cercana a la boquilla debe ser al menos $\mathbf{12}d_b$. La distancia libre entre barras en la otra capa debe cumplir con los requisitos de (a).

25.2.7.1. Se permite una separación libre que no cumple con 25.2.7(a) ó 25.2.7(b) si se utilizan paneles de prueba de hormigón proyectado para demostrar que las armaduras quedan adecuadamente embebidas de acuerdo con (a) y (b):

C 25.2.7.1. Para mayor información sobre paneles de prueba de hormigón proyectado dirigirse al artículo 9.4 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023*** respecto de los métodos de ensayos para hormigones proyectados.

(a) El panel de prueba de hormigón proyectado debe ser representativo de la configuración más compleja de armaduras que se pueda presentar.

(b) El profesional habilitado debe definir la cantidad de paneles de prueba, la frecuencia de la colocación por cada operario de boquilla y tipo de elemento, y el espesor del panel para comprobar el embebido de la armadura.

25.2.8. Para cordones de pretensado dentro de elementos de hormigón proyectado, la separación mínima centro a centro, s , debe cumplir con 25.2.4, excepto en lo que se permite en 25.2.6.

25.2.9. Para alambre pretensados en elementos de hormigón proyectado, la separación mínima centro a centro, s , debe cumplir los requisitos para alambre de 25.2.5, excepto en lo que se permite en 25.2.6.

25.2.10. Para estribos cerrados, estribos cerrados de confinamiento y zunchos en espiral en columnas para ser construidas con hormigón proyectado la mínima separación libre debe ser ***75 mm***.

25.2.10.1. Se permite utilizar una separación libre diferente de ***75 mm*** siempre y cuando se utilicen paneles de prueba de hormigón proyectado para demostrar que las armaduras quedan adecuadamente embebidas de acuerdo con 25.2.7.1.

C 25.2.10. El hormigón proyectado en general no se utiliza actualmente en construcción de columnas debido a la poca separación entre estribos cerrados, estribos cerrados de confinamiento, o zunchos en espiral, los cuales hacen difícil lograr un embebido adecuado de las armaduras longitudinales de la columna. Separaciones menores que las prescritas en 25.2.10 requieren aprobación del profesional habilitado en base a paneles de prueba para hormigón proyectado que demuestren que las armaduras pueden quedar embebidas sin vacíos.

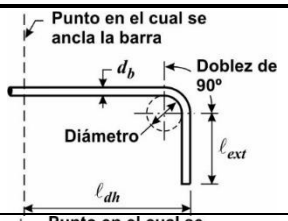
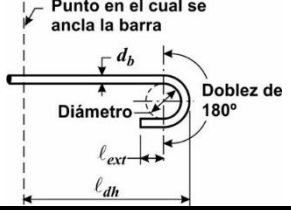
25.3. GANCHOS NORMALES Y DIÁMETRO MÍNIMO DEL MANDRIL DE DOBLADO

C 25.3. GANCHOS NORMALES Y DIÁMETRO MÍNIMO DEL MANDRIL DE DOBLADO

25.3.1. Los ganchos normales para el anclaje de las barras conformadas en tracción deben cumplir con la ***Tabla 25.3.1***.

C 25.3.1. Los dobleces normales de las barras de armaduras se describen en términos del diámetro del mandril de doblado, ya que éste resulta más fácil de medir que el radio de dicho doblez. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo del mandril de doblado son la capacidad del acero de doblarse sin romperse y la prevención del aplastamiento del hormigón dentro del doblez.

Tabla 25.3.1. Geometría del gancho normal para el anclaje de barras conformadas en tracción

Tipo de gancho normal	Diámetro de la barra, mm	Diámetro mínimo del mandril de doblado, mm	Tramo recto[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho normal
Gancho de 90º	10 a 25	$6d_b$	$12d_b$	
	32	$8d_b$		
	40 y mayores	$10d_b$		
Gancho de 180º	10 a 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	32	$8d_b$		
	40 y mayores	$10d_b$		

[1] El gancho normal para las barras conformadas en tracción incluye el diámetro del mandril de doblado específico y el largo de la prolongación en el extremo libre. Se permite usar una prolongación más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta prolongación aumente la resistencia de anclaje del gancho.

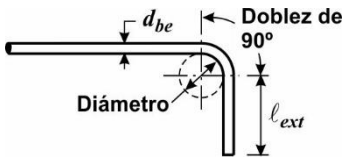
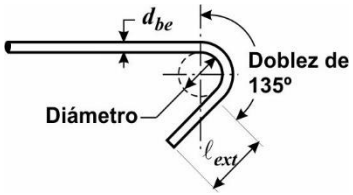
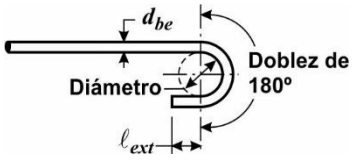
25.3.2. El diámetro mínimo del mandril de doblado para barras usadas como armadura transversal y ganchos normales usados para anclar estribos abiertos, estribos cerrados, estribos cerrados de confinamiento y zunchos en espiral deben cumplir con la ***Tabla 25.3.2***. Los ganchos normales deben encerrar la armadura longitudinal.

C 25.3.2. Los ganchos normales de estribos abiertos, estribos cerrados y estribos cerrados de confinamiento están limitados a barras de diámetro ***25 mm*** o menores, y el gancho de ***90º*** con una prolongación en el extremo libre de $6d_b$ está limitado además a barras de diámetro ***16 mm*** o menores, en ambos casos como resultado de investigaciones que demuestran que los tamaños mayores de barras con gancho de ***90º*** y prolongación de $6d_b$, tienden a descascarar el recubrimiento de hormigón cuando la armadura es sometida a tracción y el gancho se endereza.

El diámetro mínimo del mandril de doblado de $4d_b$ para los tamaños de barras que comúnmente se utilizan para estribos abiertos, estribos cerrados y estribos cerrados de confinamiento, se basa en la práctica aceptada. El uso de barras para estribos de diámetro ***16 mm*** o menores con ganchos normales de ***90***, ***135*** o ***180º*** permite doblar múltiples unidades con equipo convencional para doblar estribos.

Se deben tener en cuenta los problemas constructivos al seleccionar los detalles de anclajes. En particular, el uso de ganchos de ***180º*** debería evitarse en estribos cerrados y estribos cerrados de confinamiento en forma de armaduras continuas.

Tabla 25.3.2. Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho normal para estribos abiertos, estribos cerrados y estribos cerrados de confinamiento.

Tipo de gancho normal	Diámetro de la barra, mm	Diámetro mínimo del mandril de doblado, mm	Prolongación recta[1] ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho normal
Gancho de 90º	10 a 16	$4d_{be}$	Mayor de $6d_{be}$ y 75 mm	
	20 a 25	$6d_{be}$	$12d_{be}$	
Gancho de 135º	10 a 16	$4d_{be}$	Mayor de $6d_{be}$ y 75 mm	
	20 a 25	$6d_{be}$		
Gancho de 180º	10 a 16	$4d_{be}$	Mayor de $4d_{be}$ y 65 mm	
	20 a 25	$6d_{be}$		

[1] El gancho normal para estribos abiertos, estribos cerrados y estribos cerrados de confinamiento incluye el diámetro interior específico de doblez y el largo del tramo recto. Se permite usar un tramo recto más largo en el extremo del gancho. No se considera que esta prolongación aumente la resistencia de anclaje del gancho.

25.3.3. El diámetro mínimo del mandril de doblado para las mallas de acero soldadas de alambres lisos o conformados, utilizadas como estribos abiertos y estribos cerrados, debe ser como mínimo $4d_{be}$. Cuando el doblado se realice con un mandril de un diámetro menor que $8d_{be}$, la intersección soldada más cercana debe estar ubicada a una distancia ≥ $4d_{be}$.

C 25.3.3. Puede utilizarse mallas de acero de alambre soldado liso o conformado para estribos abiertos y estribos cerrados. El alambre en las intersecciones soldadas no tiene la misma ductilidad y capacidad de ser doblado que en las zonas donde no ha sido calentado por la soldadura en el proceso de fabricación de la malla. Los efectos de la temperatura de soldadura, por lo general, se disipan a una distancia igual a $4d_{be}$ del nudo soldado. Los diámetros mínimos del mandril de doblado permitidos en este Reglamento son, en la mayoría de los casos, los mismos que se requieren en los ensayos de doblado de las normas IRAM-IAS correspondientes.

25.3.4. Los ganchos a utilizar en estructuras sismorresistentes, deben cumplir las especificaciones dadas en el Reglamento ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

25.3.5. Los ganchos suplementarios deben cumplir de (a) hasta (e):

(a) Los ganchos suplementarios deben ser continuos entre sus extremos.

(b) Debe existir un gancho de ***135º*** en un extremo.

(c) Debe existir un gancho normal en el otro extremo con un doblez mínimo de ***90º***.

(d) Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales periféricas.

(e) Los ganchos de ***90º*** de dos ganchos suplementarios sucesivos que abrazan las mismas barras longitudinales deben quedar con los extremos alternados, a menos que satisfagan lo especificado en el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024*** ó el artículo 25.7.1.6.1.

C 25.3.5. Los ganchos suplementarios se ilustran en la ***Figura C 25.3.5***.

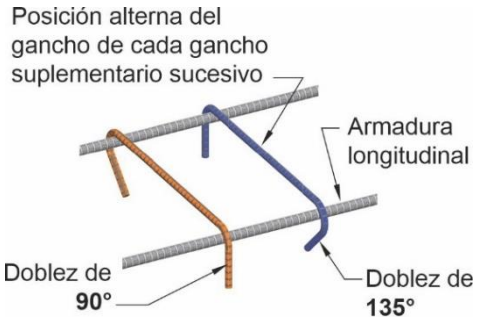


Figura C 25.3.5. *Gancho suplementario*

25.4. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS

C 25.4. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS

25.4.1. Generalidades

C 25.4.1. Generalidades

25.4.1.1. La tracción o compresión calculada en la armadura en cada sección de un elemento debe ser anclada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el hormigón, gancho, barra corrugada con cabeza o dispositivo mecánico, o una combinación de ellos.

C 25.4.1.1. El concepto de longitud de anclaje se basa en la tensión de adherencia obtenible sobre la longitud embebida de la armadura (ACI Committee 408, 1996). Las longitudes de anclaje especificadas se requieren, en gran medida, por la tendencia de las barras sometidas a grandes tensiones a fisurar el hormigón que rodea la barra cuando las secciones de hormigón son relativamente delgadas. Una barra aislada embebida en una masa de hormigón no necesita una longitud de anclaje muy grande; aunque una capa de barras, aun en hormigón masivo, puede crear un plano de debilidad presentándose hendimiento longitudinal a lo largo del plano de las barras.

En la práctica, el concepto de longitud de anclaje requiere longitudes o extensiones mínimas de la armadura más allá de todos los puntos de tensión máxima en la armadura. Estas tensiones máximas generalmente ocurren en los puntos donde se presentan las tensiones máximas y en puntos donde

la armadura se dobla o se interrumpe. Desde el punto de la tensión máxima en la armadura, se necesita cierta longitud o anclaje de la armadura a través de la cual se transmita la tensión. Esta longitud de anclaje o anclaje se necesita en ambos lados de los puntos de tensión máxima. Con frecuencia, la armadura continúa a lo largo de una distancia considerable a un lado del punto de tensión crítica, de modo que el cálculo requiere tratar sólo el otro lado, por ejemplo, la armadura para momento negativo continúa a través de un apoyo hasta la mitad del vano siguiente. Los requisitos para un valor mínimo de K_{tr} a lo largo de la longitud de anclaje y longitud de empalme por yuxtaposición indicadas en 9.7.1.4, 10.7.1.3, 25.4.2.2, y 25.5.1.5, mejoran la ductilidad.

25.4.1.2. Los ganchos y las barras conformadas con cabeza no se deben emplear para anclar barras en compresión.

C 25.4.1.2. Los ganchos y las barras conformadas con cabeza no son efectivos en compresión. No existen datos disponibles que demuestren que el uso de cabezas y ganchos reduzca la longitud de anclaje en compresión.

25.4.1.3. Las longitudes de anclaje no requieren de un factor de reducción de resistencia ϕ.

C 25.4.1.3. El factor de reducción de resistencia ϕ no se usa en las ecuaciones de las longitudes de anclaje y de empalme por yuxtaposición. Las expresiones para determinar las longitudes de anclaje y de empalme por yuxtaposición incluyen un margen por deficiencia de la resistencia.

25.4.1.4. Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados para calcular la longitud de anclaje no deben exceder de ***8,3 MPa***.

C 25.4.1.4. Darwin et al. (1996) muestra que la fuerza desarrollada en los ensayos de una barra anclada y por empalmes por yuxtaposición aumenta a una tasa inferior a $\sqrt{f'_c}$ con el incremento de la resistencia a compresión. Sin embargo, usar $\sqrt{f'_c}$ es suficientemente preciso para valores de $\sqrt{f'_c}$ de hasta ***8,3 MPa***, debido a que $\sqrt{f'_c}$ se ha usado por mucho tiempo en el diseño, se decidió no cambiar el exponente aplicado a la resistencia a compresión usada para calcular la longitud de anclaje y de empalme por yuxtaposición, sino más bien fijar un límite superior de ***8,3 MPa*** a $\sqrt{f'_c}$.

25.4.2. Anclaje de barras conformadas y alambres conformados en tracción

C 25.4.2. Anclaje de barras conformadas y alambres conformados en tracción

25.4.2.1. La longitud de anclaje para barras conformadas y alambres conformados en tracción, ℓ_d, debe ser la mayor de (a) y (b):

(a) La longitud calculada de acuerdo con 25.4.2.3 ó 25.4.2.4 usando los factores de modificación aplicables de 25.4.2.5.

(b) ***300 mm***.

C 25.4.2.1. Este requisito utiliza dos enfoques para calcular la longitud de anclaje a tracción. El usuario puede usar las disposiciones simplificadas de 25.4.2.3 o la ecuación general de longitud de anclaje [ecuación (25.4.2.4a)], que se basa en la expresión previamente apoyada por ACI 408.1. En la ***Tabla 25.4.2.3***, ℓ_d se basa en dos valores preseleccionados de $(c_b + K_{tr})/d_b$, en cambio, el ℓ_d de la ecuación (25.4.3.4a) se basa en el valor de $(c_b + K_{tr})/d_b$ real.

Aunque no existen requisitos para disponer armadura transversal a lo largo de la longitud de anclaje o de empalme por yuxtaposición en tracción, investigaciones (Azizinamini et al., 1999a, b) señalan que, para hormigones con muy alta resistencia a la compresión, se producen fallas frágiles de anclaje en las barras con armadura transversal inadecuada. En ensayos de barras de diámetro ***25*** y ***36 mm*** empalmadas por yuxtaposición en hormigón con un f'_c de aproximadamente ***105 MPa***, la armadura transversal mejoró el comportamiento dúctil de anclaje.

25.4.2.2. Para barras con f_y **> 500 MPa** separadas menos que **150 mm** entre centros, debe colocarse armadura transversal de tal manera que K_{tr} no sea menor que $0{,}5d_b$.

25.4.2.3. Para barras o alambres conformados, ℓ_d debe calcularse de acuerdo con la ***Tabla 25.4.2.3***.

C 25.4.2.3. Estos requisitos reconocen que en muchos casos prácticos corrientes en construcción se utilizan valores de separación y recubrimiento, además de armadura de confinamiento como estribos abiertos o cerrados, que conducen a un valor $(c_b + K_{tr})/d_b$ de al menos **1,5**. Ejemplo de esto puede ser un recubrimiento efectivo mínimo igual a d_b conjuntamente con una separación libre de $2d_b$ o una combinación de una separación libre de d_b y estribos abiertos o cerrados mínimos. Para estos casos, de ocurrencia frecuente, la longitud de anclaje para barras de mayor diámetro (d_b > **16 mm**) puede tomarse como:

$$\ell_d = \left[f_y\, \psi_t\, \psi_e\, \psi_g / \left(1{,}7\, \lambda \sqrt{f'_c}\right)\right] d_b$$

La comparación con las disposiciones pasadas y la verificación con una base de datos experimentales, mantenida por ACI 408.1, indicaron que para barras y alambres conformados con diámetros $d_b \leq$ **16 mm**, las longitudes de anclaje podían reducirse en un ***20 %*** usando ψ_s **= 0,8** . Este procedimiento se convirtió en la base para la columna "*Barras o alambres conformados con diámetro* $d_b \leq$ **16 mm**" de la ***Tabla 25.4.2.3***. Con menos recubrimiento y en ausencia de estribos abiertos o cerrados mínimos, los límites de la separación libre mínima de 25.2.1 y los requisitos de recubrimiento mínimo de hormigón de 20.5.1.3 conducen a un valor mínimo del recubrimiento c_b igual a d_b . Así, para "otros casos", los valores se calculan usando $(c_b + K_{tr})/d_b$ **= 1,0** en la ecuación (25.4.2.4a).

El usuario puede construir fácilmente expresiones simples y útiles. Por ejemplo, en todas las estructuras con hormigón de peso normal **(λ = 1,0)**, armadura sin revestimiento **(ψ_e = 1,0)**, barras de diámetro d_b **> 16 mm** localizadas en la parte inferior de la sección **(ψ_t = 1,0)** con f'_c **= 30 MPa** y acero con f_y **= 420 MPa (ψ_g = 1,0)**, las ecuaciones se reducen a: ·

$$\ell_d = \frac{420\text{MPa}\cdot 1{,}0\cdot 1{,}0\cdot 1{,}0}{1{,}7\cdot 1{,}0\cdot\sqrt{30\text{MPa}}}\, .\, d_b = \mathbf{45}d_b$$

o

$$\ell_d = \frac{420\text{MPa}\cdot 1{,}0\cdot 1{,}0\cdot 1{,}0}{1{,}1\cdot 1{,}0\cdot\sqrt{30\text{MPa}}}\, .\, d_b = \mathbf{70}d_b$$

Así, en la medida que se disponga un recubrimiento mínimo d_b junto con una separación efectiva mínima $2d_b$, o un recubrimiento libre de d_b y una separación efectiva d_b junto con estribos abiertos o estribos cerrados mínimos, entonces ℓ_d = $45d_b$. El castigo por usar una separación de barras menor o disponer un recubrimiento menor lleva al resultado ℓ_d = $70d_b$.

Tabla 25.4.2.3. Longitud de anclaje para barras conformadas y alambre conformado en tracción

Separación y recubrimiento	Barras o alambres conformados con diámetro $d_b \le 16$ mm	Barras conformadas con diámetro $d_b > 16$ mm
• Separación libre entre barras o alambres que se están anclando o empalmando por yuxtaposición ≥ d_b recubrimiento libre ≥ d_b , y estribos abiertos o cerrados a lo largo de ℓ_d mayor o igual que el valor mínimo indicado en este Reglamento o • Separación libre entre barras o alambres que están siendo anclados o empalmados por yuxtaposición ≥ $2d_b$, y recubrimiento libre ≥ d_b	$\left(\frac{f_y\,\psi_t\,\psi_e\,\psi_g}{2{,}1\,\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\,\psi_t\,\psi_e\,\psi_g}{1{,}7\,\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
• Otros casos	$\left(\frac{f_y\,\psi_t\,\psi_e\,\psi_g}{1{,}4\,\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\,\psi_t\,\psi_e\,\psi_g}{1{,}1\,\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$

25.4.2.4. Para barras y alambres conformados ℓ_d debe calcularse por medio de:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y}{1{,}1\,\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\,\psi_e\,\psi_s\,\psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \qquad (25.4.2.4a)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a $2{,}5$ y

$$K_{tr} = \frac{40\,A_{tr}}{s\,n} \qquad (25.4.2.4b)$$

en donde n es el número de barras o alambres que se empalman o anclan dentro del plano de hendimiento. Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de cálculo aún si hay armadura transversal presente o es requerido.

C 25.4.2.4. La ecuación (25.4.2.4a) incluye los efectos de todas las variables que controlan la longitud de anclaje. En la ecuación (25.4.2.4a), c_b es un factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra o alambre (en ambos casos medido hasta el centro de la barra o alambre) y la mitad de la separación medida entre los centros de las barras o alambres. K_{tr} es un factor que representa la contribución de la armadura de confinamiento que atraviesa los planos potenciales de hendimiento. ψ_t es el factor tradicional de ubicación de la armadura, que refleja los efectos adversos de la posición de las barras (anteriormente llamado "efecto de la barra superior"). ψ_e es un factor de revestimiento de la armadura que contempla el revestimiento con epoxi, el cual, a fines de este reglamento, no está permitido su utilización, por ende $\psi_e = 1$. Existe un límite para el producto $\psi_t\,\psi_e$. El factor ψ_s depende del tamaño de la armadura que refleja el comportamiento más favorable de la armadura de menor diámetro. ψ_g es el factor de resistencia de la armadura que tiene en cuenta la resistencia a la fluencia de la armadura. El término $(c_b + K_{tr})/d_b$ se limita a $2{,}5$. Cuando $(c_b + K_{tr})/d_b$ es menor de $2{,}5$, pueden ocurrir fallas por hendimiento. Para valores mayores que $2{,}5$, se espera una falla de arrancamiento y un incremento en el recubrimiento o armadura transversal probablemente no aumente la capacidad de anclaje.

Existen muchas combinaciones prácticas de recubrimiento lateral, recubrimiento libre y armadura de confinamiento que pueden usarse en 25.4.2.4 para producir longitudes de anclaje significativamente más cortas que las permitidas por 25.4.2.3. Por ejemplo: barras o alambres con un recubrimiento efectivo mínimo no menor a $2d_b$ y separación libre no menor a $4d_b$ y sin armadura de confinamiento tendrían un valor de $(c_b + K_{tr})/d_b$ igual a 2,5 y, por lo tanto, requerirían una longitud de anclaje de sólo $28d_b$ para el ejemplo mostrado en C 25.4.2.3.

En el ***Reglamento CIRSOC 201-2005***, la ecuación (25.4.2.4b) para K_{tr} incluía la resistencia a fluencia de la armadura transversal. La expresión actual incluye solamente el área y la separación de la armadura transversal y el número de alambres o barras que se anclan o se empalman por yuxtaposición porque los ensayos demuestran que la armadura transversal raramente fluye durante una falla de adherencia (Azizinamini et al., 1995).

Los términos en la ecuación (25.4.2.4a) pueden ser despreciados cuando dicha omisión produzca longitudes de anclaje mayores y, por lo tanto, más conservadoras.

25.4.2.5. Para el cálculo de ℓ_d , los factores de modificación deben cumplir con la ***Tabla 25.4.2.5***.

C 25.4.2.5. El factor λ para hormigón liviano usado para calcular la longitud de anclaje de las barras y alambres conformados sometidos a tracción es igual para todos los tipos de hormigón liviano.

El factor de resistencia de la armadura ψ_g tiene en cuenta la resistencia a la fluencia de la armadura en la longitud de anclaje requerida. Investigaciones han mostrado que las longitudes de anclaje requeridas aumentan desproporcionadamente con aumentos en la resistencia a la fluencia (Orangun et al., 1977; Canbay and Frosch, 2005)

El factor ψ_s de tamaño de la armadura, refleja el comportamiento más favorable de la armadura de menor diámetro.

El factor por ubicación de la armadura, ψ_t , toma en cuenta la ubicación de la armadura en el hormigón fresco. El factor 1,3 se basa en las investigaciones (Jirsa and Breen, 1981; Jeanty et al., 1988). La aplicación del factor por ubicación debería considerarse al determinar las longitudes de anclaje de armaduras inclinadas.

Tabla 25.4.2.5. Factores de modificación para el anclaje de las barras conformadas y alambres conformados en tracción.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Hormigón liviano λ	Hormigón liviano	0,75
	Hormigón normal	1,0
Grado de la armadura ψ_g	f_y = 220 MPa ó f_y = 420 MPa	1,0
	f_y = 500 MPa	1,15
Revestimiento ψ_e	Este Reglamento no contempla la utilización de barras, alambres y mallas soldadas de acero para armaduras, revestidos con epoxi, los que serán objeto de un documento CIRSOC específico	1,0
Diámetro ψ_s	Para barras conformadas con d_b > 16 mm	1,0
	Para barras y alambres conformados con $d_b \leq$ 16 mm	0,8
Ubicación durante el llenado ψ_t	Más de 300 mm de hormigón fresco colocado bajo la armadura horizontal	1,3
	Otra situación	1,0

25.4.3. Anclaje de ganchos normales en tracción

C 25.4.3. Anclaje de ganchos normales en tracción

25.4.3.1. La longitud de anclaje, ℓ_{dh} , para barras conformadas en tracción que terminen en un gancho normal debe ser la mayor de (a) hasta (c):

(a) $\left(\dfrac{f_y\,\psi_e\,\psi_r\,\psi_o\,\psi_c}{23\,\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b^{1,5}$ con ψ_e , ψ_r , ψ_o , ψ_c y λ dados en 25.4.3.2

(b) $8d_b$

(c) ***150 mm***

C 25.4.3.1. Los requisitos para barras con gancho son aplicables únicamente a ganchos normales (ver artículo 25.3.1). La longitud de anclaje ℓ_{dh} se mide desde la sección crítica al extremo exterior (o borde) del gancho.

En la investigación de Sperry et al. (2017a), se encontró que la falla por desprendimiento del hormigón era el modo predominante de falla de barras con gancho. Las barras con gancho poco separadas conducen a una menor resistencia por barra que cuando están más separadas debido a que el área de la superficie de arrancamiento se reduce cuando las barras están colocadas más cerca (Ajaam et al., 2018). Para barras colocadas adyacentes al borde del elemento, el porcentaje de barras con gancho que mostraron fallas por hendimiento aumentó con el tamaño de las barras.

El efecto de la resistencia a la fluencia de las barras, la separación y el confinamiento por medio de estribos abiertos o cerrados ha sido actualizado para reflejar los resultados de ensayos (Sperry et al. 2018). Los valores mínimos de ℓ_{dh} se prescriben para evitar las fallas debidas al arrancamiento directo en los casos en que el gancho pueda estar localizado cerca de la sección crítica. Los ganchos en nudos viga-columna y ménsulas deberían ubicarse tan cerca como sea posible de la cara posterior del nudo.

25.4.3.2. Para el cálculo de ℓ_{dh} , los factores de modificación ψ_e , ψ_r , ψ_o, ψ_c y λ deben cumplir con la ***Tabla 25.4.3.2***. En los extremos discontinuos de los elementos, se debe cumplir con 25.4.3.4.

C 25.4.3.2. A diferencia de la longitud de anclaje para una barra recta, no se hace distinción alguna para su ubicación en el hormigón fresco.

El factor de ubicación ψ_o está basado en ensayos (Johnson and Jirsa, 1981; Sperry et al., 2017a,b) que demostraron que la longitud de anclaje de las barras ancladas con gancho dentro del núcleo de una columna con recubrimiento lateral menor que ***65 mm***, o en otros elementos con recubrimiento lateral menor a $6d_b$, debe ser un ***25 %*** mayor en comparación con la longitud de anclaje en elementos similares con recubrimientos mayores.

El factor ψ_r de armadura de confinamiento se basa en resultados de ensayo presentados por Ajaam et al. (2018). Un valor de ***1,0*** es utilizado para ψ_r para barras con gancho separadas holgadamente, con $s \geq 6d_b$ y para barras con gancho con $A_{th} / A_{hs} \geq 0{,}4$. Donde la separación entre barras es pequeña, o $A_{th} / A_{hs} < 0{,}4$ el factor de confinamiento es ***1,6***. Debido a que no se dispone de resultados de ensayos con barras de diámetro mayor de 40 mm, los valores de ψ_r para barras con gancho de diámetro mayores que ***32 mm*** son los mismos que para barras de 32 mm y diámetros menores sin armadura de confinamiento. No se han realizaron ensayos que permitan verificar la extrapolación a barras grandes con resistencia del hormigón mayor que ***70 MPa***. Las longitudes de anclaje cuando se calculan utilizando 25.4.3.1(a) y los factores de 25.4.3.2, llegan a ser hasta ***50 %*** mayores que las requeridas por el ***Reglamento CIRSOC 201-2005***.

Tabla 25.4.3.2. Factores de modificación para el anclaje de las barras con gancho en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
λ	Hormigón liviano	0,75
	Hormigón de peso normal	1,0
Confinamiento de la armadura ψ_r	Para barras de diámetro $d_b \leq$ **32 mm** con $A_{tr} \geq 0{,}4A_{hs}$ o s [1] $\geq 6d_b$ [2]	1,0
	Otros	1,6
Ubicación ψ_o	Para barras con gancho de diámetro $d_b \leq$ **32 mm**: (1) que terminan dentro del núcleo de la columna con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq$ 65 mm, o (2) con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq 6d_b$	1,0
	Otros	1,25
Resistencia del hormigón ψ_c	Para $f'_c <$ 40 MPa	$\frac{f'_c}{105} + 0{,}6$
	Para $f'_c \geq$ 40 MPa	1,0

[1] s es la mínima separación centro a centro de las barras con gancho.
[2] d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho.

25.4.3.3. El área total de las secciones de las barras de estribos abiertos o cerrados que confinan las barras con gancho, A_{th} , debe consistir en (a) o (b):

(a) Estribos abiertos o cerrados que confinan el gancho y cumplen con 25.3.2.

(b) Otra armadura que confina el gancho, que se extiende al menos $0{,}75\ell_{dh}$ desde el gancho confinado, en la dirección de la barra en tracción, y que esté de acuerdo con (1) o (2). Para elementos con armadura de confinamiento tanto paralela como perpendicular a ℓ_{dh} , se permite

C 25.4.3.3. La distribución de la armadura de confinamiento se muestra en las ***Figuras C 25.4.3.3a y C 25.4.3.3b***. La ***Figura C 25.4.3.3a*** muestra la colocación de estribos abiertos o cerrados paralelos a la barra que se ancla a lo largo de la longitud de la prolongación de la cola del gancho más el doblez. Esta configuración sería típica en un nudo viga-columna. Los ensayos han mostrado que la armadura de confinamiento orientada paralela o perpendicular a la longitud de anclaje de la barra con gancho y localizada dentro de las regiones definidas en 25.4.3.3 (a) o (b), contribuye a la resistencia de anclaje en proporción al área de armadura de confinamiento tanto para ganchos de 90º o de 180º (Sperry et al. 2017b). La ***Figura C 25.4.3.3b***

utilizar un valor de A_{th} basado en (1) ó (2) que resulte en el menor valor de ℓ_{dh} :

(1) Deben colocarse dos o más estribos abiertos o cerrados paralelos a ℓ_{dh} confinando los ganchos, distribuidos uniformemente con una separación centro a centro que no exceda $8d_b$, y dentro de una distancia $15d_b$ del eje de la porción recta de la barra con gancho, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho.

(2) Deben colocarse dos o más estribos abiertos o cerrados perpendiculares a ℓ_{dh} confinando las barras con gancho, los cuales deben distribuirse uniformemente a lo largo de ℓ_{dh} con una separación centro a centro que no exceda $8d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho.

muestra la colocación de estribos abiertos o cerrados perpendiculares a la barra que se ancla, separados a lo largo de $0{,}75\ell_{dh}$ del gancho. Los ensayos utilizados para establecer estos criterios se basaron en nudos viga-columna con estribos abiertos y estribos cerrados perimetrales únicamente (Sperry et al., 2017a; Ajaam et al., 2018). Ambas ramas de estribo abierto individual y estribo cerrado individual contribuyen a A_{th} .

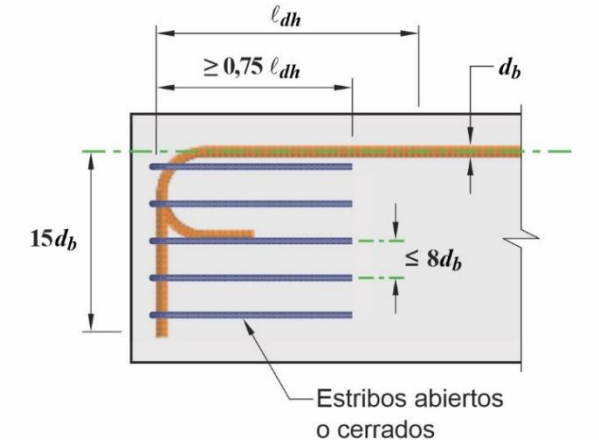


Figura C 25.4.3.3a. *Armadura de confinamiento colocada paralela a la barra que se está anclando que contribuye a la resistencia de anclaje de barras con ganchos tanto de 90 como de 180º.*

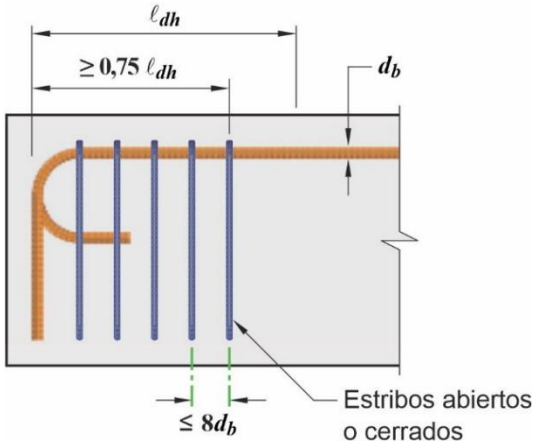


Figura C 25.4.3.3b. *Armadura de confinamiento colocada perpendicularmente a la barra que se está anclando, espaciada a lo largo de la longitud de anclaje ℓ_{dh} que contribuye a la resistencia del anclaje de barras con ganchos tanto de 90 como de 180º.*

25.4.3.4. Para la longitud de anclaje de barras con un gancho normal en extremos discontinuos de elementos con recubrimiento a ambos lados del gancho y en el borde superior (o inferior) menores que ***65 mm***, la barra con gancho debe cumplir con (a) y (b):

(a) El gancho se debe rodear a lo largo de ℓ_{dh} con estribos abiertos o cerrados perpendiculares a ℓ_{dh} con $s \leq 3d_b$.

C 25.4.3.4. Las barras con gancho son especialmente susceptibles a fallas por hendimiento del hormigón, cuando los recubrimientos, tanto lateral (medido perpendicular al plano del gancho) como superior o inferior (medido en el plano del gancho) son pequeños (ver la ***Figura C 25.4.3.4***). La armadura transversal se requiere para dar resistencia adicional contra la falla por hendimiento. Este requisito aplica en los extremos de vigas simplemente apoyadas, en el extremo libre de voladizos, y en los nudos exteriores de elementos que aportican en un nudo donde los elementos no se extienden más allá de él. Estas disposiciones no aplican a

(b) El primer estribo abierto o estribo cerrado debe rodear la parte doblada del gancho dentro de una distancia $2d_b$ del exterior del doblez.

donde d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho.

barras con gancho en extremos discontinuos de losas donde el confinamiento es aportado por la continuidad de la losa a ambos lados perpendiculares al plano del gancho.

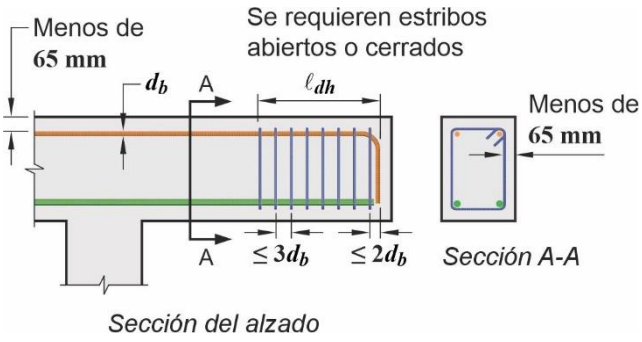


Figura C 25.4.3.4. *Recubrimiento del hormigón según 25.4.3.4.*

25.4.4. Anclaje de barras conformadas con cabeza en tracción

C 25.4.4. Anclaje de barras conformadas con cabeza en tracción

25.4.4.1. El uso de cabeza para anclar la barra conformada en tracción está limitado al cumplimiento de las condiciones (a) hasta (f):

(a) La barra debe cumplir con 20.2.1.6.

(b) El diámetro de la barra no debe ser mayor que ***32 mm***.

(c) El área neta de apoyo de la cabeza A_{brg} debe ser al menos $4A_b$.

(d) El hormigón debe ser de peso normal.

(e) El recubrimiento libre para la barra no debe ser menor que $2d_b$.

(f) La separación centro a centro entre las barras debe ser al menos $3d_b$.

C 25.4.4.1. En este artículo, se describe el caso de anclaje en que la fuerza en la barra es transferida al hormigón a través de la combinación de una fuerza de aplastamiento en la cabeza y fuerzas de adherencia a lo largo de la barra. Por lo contrario, el ***Capítulo 17*** en las disposiciones para anclajes describe casos en que la fuerza en la barra es transferida a través de aplastamiento del hormigón en la cabeza solamente. Las barras con cabeza se limitan a aquellos tipos que cumplen con los requisitos de 20.2.1.6 para cabezas Clase HA.

Los requisitos para barras conformadas con cabeza fueron redactados teniendo en cuenta las debidas consideraciones de las disposiciones para anclajes del ***Capítulo 17*** (Shao et al., 2016). El ***Capítulo 17*** contiene disposiciones para los anclajes con cabeza relacionados con los modos de falla individuales del hormigón, por desprendimiento, desprendimiento lateral y arrancamiento, todos los cuales fueron considerados en la formulación de 25.4.4.2. Las restricciones del tamaño máximo de las barras de diámetro 32 mm y solo para hormigón de peso normal están basadas en ausencia de datos disponibles de ensayos de barras de mayor tamaño en hormigón liviano (Thompson et al., 2005, 2006a, b; Shao et al., 2016).

Para barras en tracción, las cabezas permiten que las barras se desarrollen en una longitud más corta que la requerida para los ganchos normales, pero de todas maneras se comportan de forma similar (Thompson et al., 2005, 2006a, b; Shao et al., 2016). La cabeza se considera parte de la barra a los fines de cumplir con los requisitos de recubrimiento especificado en 20.5.1.3 y en los requisitos de tamaño de los agregados de 26.4.2.1(a)(5).

En la práctica, se han usado barras con cabeza con $A_{brg} < 4A_b$, pero su comportamiento no se encuentra representado de manera precisa en las disposiciones de 25.4.4.2, y deberían ser usadas solamente en diseños que estén respaldados por los resultados de los ensayos requeridos en 25.4.5. Estos requisitos no tratan el diseño de

25.4.4.2. Para las barras conformadas con cabeza, la longitud de anclaje a tracción ℓ_{dt} , debe ser la más larga de (a) hasta (c):

(a) $\left(\frac{f_y \psi_e \psi_p \psi_o \psi_c}{31\sqrt{f'_c}}\right) d_b^{1,5}$ con los factores ψ_e , ψ_p , ψ_o y ψ_c dados en 25.4.4.3

(b) $8d_b$

(c) ***150 mm***

los pernos o conjunto de pernos usados como armadura a corte.

C 25.4.4.2. Los requisitos para el anclaje de las barras conformadas con cabeza lleva a una longitud de barra, ℓ_{dt} , medida desde la sección crítica hasta la cara de apoyo de la cabeza, como se aprecia en la ***Figura C 25.4.4.2a***. Los requisitos están principalmente basados en ensayos simulados de nudos viga-columna (Shao et al., 2016).

Si las barras longitudinales con cabeza de una viga, losa o ménsula terminan en un elemento de apoyo, como en la columna mostrada en la ***Figura C 25.4.4.2b***, las barras deberían extenderse a través del nudo hasta la cara más lejana del núcleo confinado del elemento de apoyo, teniendo en cuenta el recubrimiento y evitando la interferencia con la armadura de la columna, aunque la longitud de anclaje resultante exceda ℓ_{dt} . Extender la barra hasta el lado más lejano del núcleo de la columna ayuda a vincular todo el nudo para resistir las fuerzas de anclaje y por esto mejora el comportamiento del nudo.

Si se colocan barras con cabeza ubicadas muy cerca unas de otras, existe la posibilidad de una falla por desprendimiento del hormigón. En nudos como los de las ***Figuras C 25.4.4.2c y C 25.4.4.2d***, las resistencias de anclaje serán generalmente mayores si la longitud de anclaje es igual o mayor a ***d*/1,5** (Eligehausen, 2006b) como se aprecia en la ***Figura 25.4.4.2c***, o proveyendo armadura en forma de estribo cerrado o estribo cerrado de confinamiento para establecer una trayectoria de carga de acuerdo con los principios del modelo de bielas, como se aprecia en la ***Figura C 25.4.4.2d***. Los modelos de bielas deberían ser verificados de acuerdo con el ***Capítulo 23***. Cabe señalar que los modelos de bielas ilustrados por las ***Figuras C 25.4.4.2c y C 25.4.4.2d*** dependen de un puntal vertical de la columna que se extiende por encima del nudo. Los nudos viga-columna a nivel de cubierta y en pórticos son vulnerables a la falla del nudo y deberían ser detallados adecuadamente para restringir la fisuración diagonal a través del nudo y el desprendimiento de las barras a través de la superficie superior.

Para los casos en que la longitud de anclaje no pueda determinarse de acuerdo con 25.4.4.2 debería considerarse el uso de los requisitos del ***Capítulo 17***.

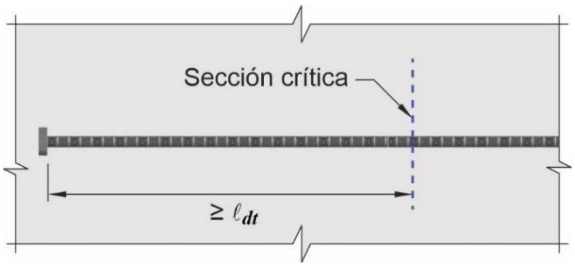


Figura C 25.4.4.2a. *Anclaje de barras conformadas con cabeza.*

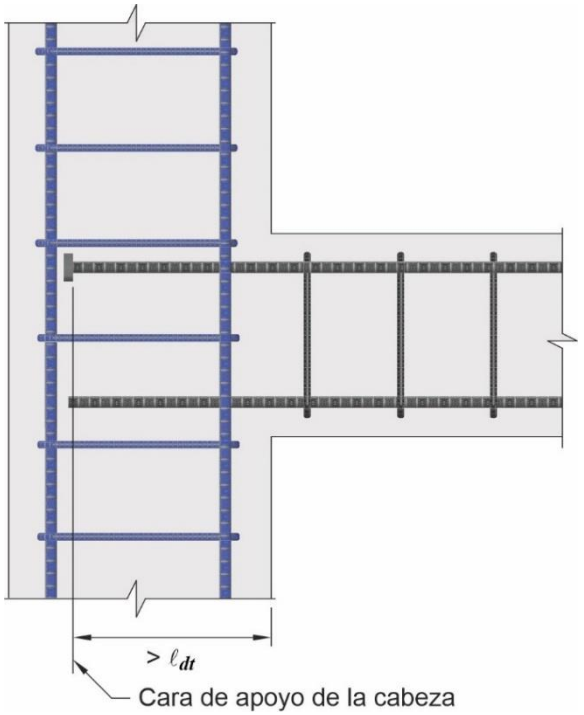


Figura C 25.4.4.2b. *Barra conformada con cabeza que se extiende hasta la cara más alejada del núcleo de la columna con una longitud de anclaje que excede* ℓ_{dt} .

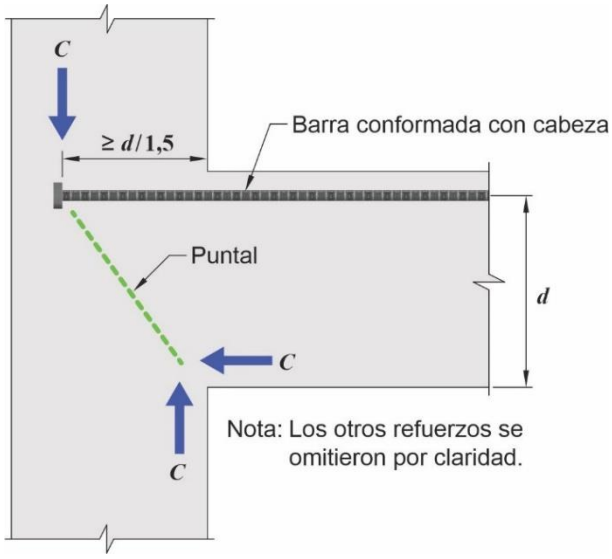


Figura C 25.4.4.2c. *Falla por desprendimiento del hormigón evitada en el nudo manteniendo una longitud de anclaje mayor o igual a* **d/1,5** .

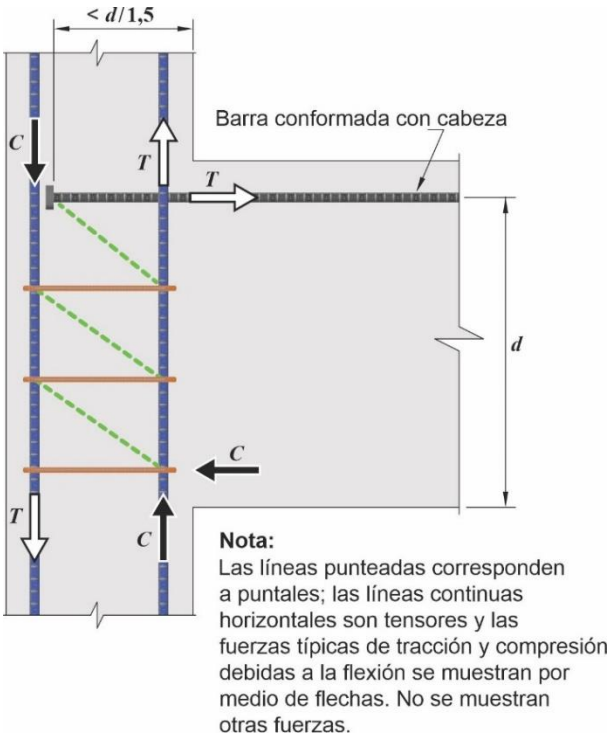


Figura C 25.4.4.2d. *Falla por desprendimiento del hormigón evitada en el nudo usando armadura transversal para habilitar un mecanismo puntal-tensor.*

25.4.4.3. Para el cálculo de ℓ_{dt} los factores de modificación ψ_e , ψ_p , ψ_o y ψ_c deben estar de acuerdo con la ***Tabla 25.4.4.3***.

C 25.4.4.3. El factor de ubicación ψ_o tiene en cuenta el confinamiento aportado por la armadura dentro de columnas y por recubrimientos laterales mayores en otros elementos.

El factor ψ_p para armadura con cabeza es similar al factor de confinamiento para barras con gancho (Shao et al., 2016). A diferencia de las barras con gancho, los resultados de ensayos indican que solo armadura de estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento paralelos a la barra con cabeza contribuyen a la resistencia de anclaje y reducen la longitud de anclaje (Thompson et al., 2005, 2006a,b).

Tabla 25.4.4.3. Factores de modificación para el anclaje de las barras con cabeza en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Revestimiento ψ_e	Este Reglamento no contempla el revestimiento con epoxi. Ver ***Tabla 25.4.2.5***.	1,0
Armadura de estribos cerrados paralelos ψ_p	Para barras de diámetro $d_b \leq$ **32 mm** con $A_{tt} \geq 0{,}3A_{hs}$ o s [1] $\geq 6d_b$ [2][3]	1,0
	Otros	1,6
Ubicación ψ_o	Para barras con cabeza: (1) que terminan dentro del núcleo de la columna con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq$ 65 mm, o (2) con recubrimiento lateral $\geq 6d_b$	1,0
	Otros	1,25
Resistencia del hormigón ψ_c	Para f'_c < 40 MPa	$\frac{f'_c}{105} + 0{,}6$
	Para $f'_c \geq$ 40 MPa	1,0

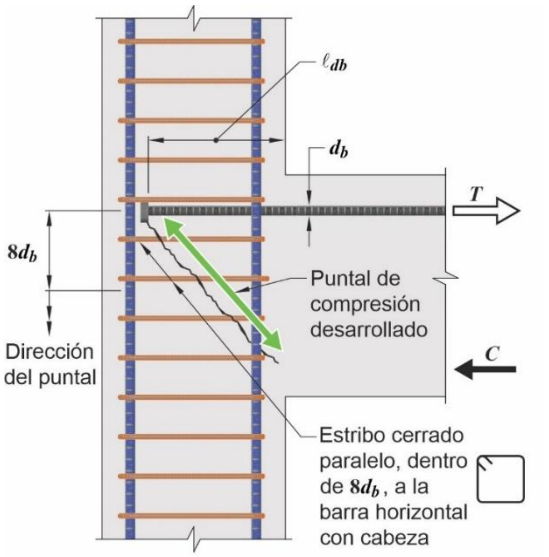
[1] s es la separación mínima centro a centro de las barras con cabeza

[2] d_b es el diámetro nominal de la barra con cabeza.

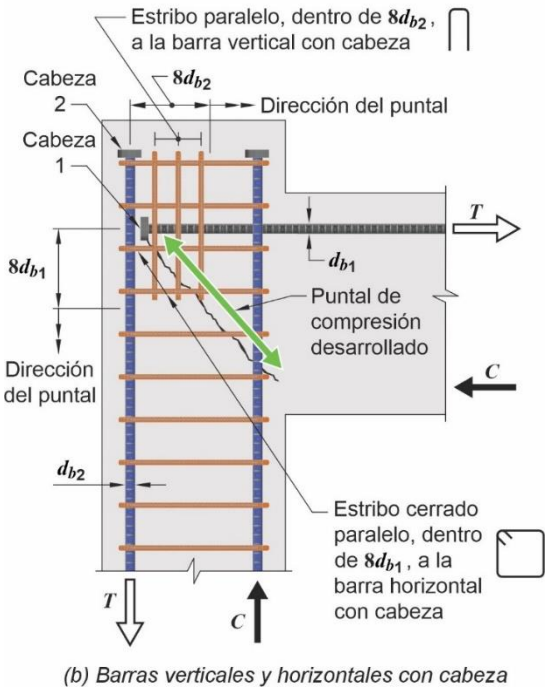
[3] Referirse al artículo 25.4.4.5.

25.4.4.4. Para nudos viga-columna, el área total de la sección de la armadura de estribos cerrados paralelos A_{tt} debe consistir en estribos abiertos o cerrados orientados paralelos a ℓ_{dt} y localizados dentro de $8d_b$ medidos a lo largo del eje de la barra con cabeza hacia la mitad del nudo, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con cabeza.

C 25.4.4.4. La armadura orientada paralela a la longitud de anclaje de barras con cabeza localizadas dentro de la región definida en 25.4.4.4 (***Figura C 25.4.4.4***) contribuye a la resistencia de anclaje proporcionalmente a su área (Shao et al., 2016). Esta armadura sirve para vincular el hormigón localizado cerca de la cabeza con el hormigón al otro lado de la superficie de falla y así desarrollar resistencia de anclaje adicional. Con la excepción de armadura vertical de nudo en forma de estribos, que están adecuadamente anclados del lado más lejano del nudo, se ha demostrado que la armadura orientada perpendicularmente a la longitud de anclaje resulta inefectiva para mejorar el anclaje de barras conformadas con cabeza en un determinado número de casos (Thompson et al., 2005, 2006a,b). Ambas ramas de los estribos abiertos o cerrados individuales paralelos a las barras con cabeza contribuyen a A_{tt} .



(a) Barras horizontales con cabeza



(b) Barras verticales y horizontales con cabeza

Figura C 25.4.4.4. *Estribos abiertos o cerrados colocados paralelos a las barras con cabeza de la viga que*

se anclan en un nudo viga-columna y que contribuyen a la resistencia de anclaje.

25.4.4.5. En anclajes que no sean nudos viga-columna, la armadura A_{tt} no debe tenerse en cuenta y ψ_p debe tomarse como ***1,0*** si la separación es al menos $6d_b$.

C 25.4.4.5. No hay evidencia disponible respecto al efecto de armadura paralela en la longitud de anclaje de barras con cabeza, excepto en nudos viga-columna.

25.4.4.6. Si la armadura para momento negativo en vigas utiliza barras conformadas con cabeza que terminan en el nudo, la columna debe extenderse por encima de la parte superior del nudo una distancia al menos igual a la altura h del nudo, donde h corresponde a la dimensión horizontal del nudo en la dirección de las fuerzas bajo consideración. Alternativamente, la armadura de la viga debe estar rodeada por armadura adicional vertical de nudo aportando confinamiento de la cara superior del nudo.

25.4.5. Anclaje de las barras conformadas ancladas mecánicamente en tracción

C 25.4.5. Anclaje de las barras conformadas ancladas mecánicamente en tracción

25.4.5.1. Se permite cualquier fijación o dispositivo mecánico capaz de desarrollar el f_y de las barras conformadas, siempre que esté aprobado por la autoridad competente de acuerdo a 1.4. Se permite el anclaje de barras conformadas consistente en una combinación de anclaje mecánico más longitud de empotrado adicional de las barras conformadas entre la sección crítica y la fijación o dispositivo mecánico.

C 25.4.5.1. El anclaje de armadura conformada por medio de dispositivos mecánicos dentro del hormigón que no cumple con los requisitos de 20.2.1.6, o no está anclada según 25.4.4, puede ser usado si los ensayos demuestran la capacidad de la cabeza y de la longitud empotrada de la barra para desarrollar o anclar la fuerza deseada, como se describe en este requisito.

25.4.6. Anclaje de malla de acero soldada de alambres conformados en tracción

C 25.4.6. Anclaje de malla de acero soldada de alambres conformados en tracción

25.4.6.1. La longitud de anclaje de la malla de acero soldada de alambres conformados en tracción, ℓ_d , medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, debe ser la mayor de (a) y (b), y los alambres en la dirección de la longitud de anclaje deben ser alambres conformados de diámetro ***16 mm*** o menores.

(a) Longitud calculada de acuerdo con 25.4.6.2.

(b) ***200 mm***

C 25.4.6.1. En la norma ***IRAM-IAS U500-06*** para malla de acero soldada de alambres conformados se establece la misma resistencia de la soldadura que la requerida para malla de acero soldada de alambres lisos. Por lo tanto, parte de la longitud de anclaje se asigna a las soldaduras y parte a la longitud del alambre conformado.

25.4.6.2. Para la malla de acero soldada de alambres conformados, ℓ_d debe calcularse de acuerdo con 25.4.2.3. ó 25.4.2.4, multiplicado por un factor para malla de acero soldada de alambres, ψ_w , obtenido de acuerdo con 25.4.6.3 ó 25.4.6.4

C 25.4.6.2. El factor para la malla de acero soldada de alambres conformados, ψ_w , se aplica a la longitud de anclaje del alambre conformado calculada según 25.4.2.3 ó 25.4.2.4.

25.4.6.3. Para la malla de acero soldada de alambres conformados con al menos un alambre transversal dentro de ℓ_d y a una distancia no menor de ***50 mm*** de la sección crítica, ψ_w debe tomarse como el mayor de (a) y (b), sin que haya necesidad de que exceda la unidad (***1,0***):

C 25.4.6.3. La ***Figura C 25.4.6.3*** muestra los requisitos de anclaje para la malla de acero soldada de alambres conformados con un alambre transversal dentro de la longitud de anclaje.

(a) $\left(\frac{f_y - 240}{f_y}\right)$

(b) $\left(\frac{5d_b}{s}\right)$

donde s es la separación entre alambres que se anclan.

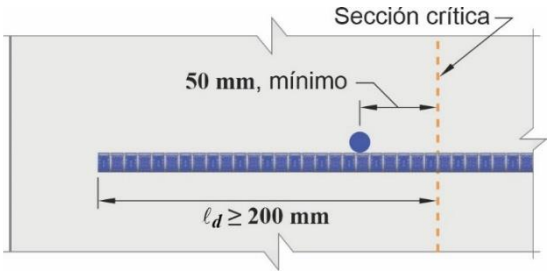


Figura C 25.4.6.3. *Anclaje de la malla de acero soldada de alambres conformados.*

25.4.6.4. Para malla de acero soldada de alambres conformados sin alambres transversales dentro de ℓ_d o con un alambre transversal único a menos de ***50 mm*** de la sección crítica, ψ_w debe tomarse como la unidad (***1,0***).

25.4.6.5. Cuando en la malla de acero soldada de alambre conformado se presente algún alambre liso en la dirección de la longitud de anclaje, la armadura se debe anclar de acuerdo con el artículo 25.4.7.

25.4.6.6. La armadura de malla de acero soldada de alambres conformados recubiertos de zinc (galvanizado) debe anclarse de acuerdo con 25.4.7.

25.4.7. Anclaje de malla de acero soldada de alambres liso a tracción

C 25.4.7. Anclaje de malla de acero soldada de alambres liso a tracción

25.4.7.1. Para la longitud de anclaje de la malla de acero soldada de alambres liso a tracción, la longitud ℓ_d medida desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado, debe ser la mayor de (a) y (b) y requiere un mínimo de ***2 alambres transversales*** dentro de ℓ_d .

(a) Longitud calculada de acuerdo con 25.4.7.2

(b) ***150 mm***

C 25.4.7.1. La norma IRAM-IAS correspondiente para el caso de malla de acero soldada de alambres liso exige la misma resistencia de la soldadura que para la malla de acero soldada de alambres conformados. Todo el anclaje se le asigna a los alambres transversales soldados; en consecuencia, la malla de acero soldada de alambres lisos requiere de al menos dos alambres transversales soldados.

25.4.7.2. ℓ_d debe determinarse como el mayor entre (a) y (b):

(a) separación de los alambres transversales ***+ 50 mm***

(b) $3{,}3\left(\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)\left(\frac{A_b}{s}\right)$ donde s es la separación entre los alambres a anclarse y λ está dado en la ***Tabla 25.4.2.5***

C 25.4.7.2. La ***Figura C 25.4.7.2*** ilustra los requisitos de anclaje para malla de acero soldada de alambres lisos, los cuales dependen principalmente de la localización de los alambres transversales.

Para malla de acero soldada de alambres lisos fabricada con alambres pequeños resulta adecuado, para alcanzar la totalidad de la tensión de fluencia de los alambres anclados, un empotramiento de por lo menos dos alambres transversales a ***50 mm*** o más de la sección crítica. Sin embargo, para malla de acero soldada de alambres lisos fabricado con alambres de mayor diámetro se requiere un empotramiento mayor y una longitud de anclaje controlada por 25.4.7.2(b).

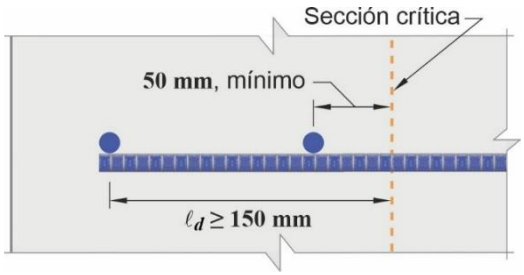


Figura C 25.4.7.2. *Longitud de anclaje de la malla de acero soldada de alambres lisos.*

25.4.8. Anclaje de cordones de siete alambres pretesados a tracción

C 25.4.8. Anclaje de cordones de siete alambres pretesados a tracción

Los requisitos de anclaje de cordones pretesados pretenden aportar adherencia integral para la resistencia del elemento. Las disposiciones se basan en ensayos efectuados en elementos de hormigón de peso normal con un recubrimiento mínimo de 50 mm. Estos ensayos pueden no ser representativos del comportamiento del cordón en hormigón sin asentamiento. Los métodos de colocación del hormigón deberían asegurar su compactación alrededor del cordón, con un contacto total entre el acero y el hormigón.

La adherencia del cordón es función de varios factores, entre ellos: la configuración y la condición superficial del acero, la tensión en el acero, la altura del hormigón debajo el cordón y el método empleado para transferir la fuerza del cordón al hormigón. Para casos adheridos, se deberían emplear procedimientos de control de calidad para confirmar que el cordón es capaz de desarrollar una adherencia adecuada (Rose and Russell, 1997; Logan, 1997). El fabricante de hormigón prefabricado puede confiar en la certificación del fabricante del cordón que confirme que el mismo posee características de adherencia que cumplen con 25.4.8.

Los requisitos de esta sección no aplican a alambres lisos ni a cordones anclados en los extremos o a cordones no pretensados. La longitud de anclaje para un alambre liso puede ser considerablemente mayor debido a la ausencia de trabazón mecánica. Puede ocurrir una falla en flexión con alambres lisos cuando ocurra el primer deslizamiento por pérdida de adherencia. El acero de pretensado no tesado se usa en ocasiones como armadura de integridad en estructuras de hormigón prefabricado; sin embargo, existe poca evidencia relativa a la longitud de adherencia requerida para asegurar el anclaje de la armadura a la tensión de fluencia (Salmons and McCrate, 1977; PCA, 1980).

25.4.8.1. La longitud de anclaje de los cordones de siete alambres pretesados, ℓ_d , debe calcularse de acuerdo con (a) y (b):

(a) $$\ell_d = \left(\frac{f_{se}}{21}\right) d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7}\right) d_b \qquad (25.4.8.1)$$

(b) Cuando la adherencia del cordón no se extiende hasta el extremo del elemento y el diseño incluye tracción para cargas de servicio en la zona

C 25.4.8.1. El primer término en la ecuación (25.4.8.1) representa la longitud de transferencia del cordón, esto es, la distancia en la cual el cordón debería adherirse al hormigón para desarrollar el pretensado efectivo en la armadura de pretensado, f_{se} . El segundo término representa la longitud adicional en la que el cordón debería adherirse de tal forma que se pueda desarrollar una tensión f_{ps} en la armadura pretensada correspondiente a la resistencia nominal del elemento.

traccionada precomprimida, la longitud requerida para anclar el cordón, ℓ_d , debe ser el doble del valor calculado por medio de la ecuación (25.4.8.1).

Las pruebas exploratorias (Kaar and Magura, 1965) para estudiar el efecto de cordones de pretensado no adheridos (sin permitir que la adherencia se extienda hasta los extremos de los elementos) en el comportamiento de vigas pretensadas, indicaron que el comportamiento de estas vigas con longitudes embebidas del doble de lo requerido por la ecuación (25.4.8.1) casi igualaron el comportamiento de vigas pretensadas similares con cordones totalmente adheridos en los extremos de la viga. Por lo tanto, se requiere el doble de la longitud de anclaje de un cordón de pretensado no adherido totalmente hasta el extremo del elemento. Pruebas posteriores (Rabbat et al., 1979) indicaron que en elementos pretensados diseñados para tracción nula en el hormigón para condiciones de carga de servicio (ver artículo 24.5.2) no es necesario duplicar la longitud de anclaje para cordones de pretensado no adheridos. Para el análisis de secciones con cordones de pretensado a los cuales se les ha inhibido la adherencia en ubicaciones donde el cordón no se encuentra completamente anclado, se adopta el procedimiento descrito en 21.2.3.

25.4.8.2. Los cordones de siete alambres deben adherirse al menos ℓ_d más allá de la sección crítica, excepto como se permite en 25.4.8.3.

25.4.8.3. Se permite un embebido menor que ℓ_d en una sección de un elemento siempre que la tensión de cálculo del cordón para esa sección no exceda los valores obtenidos a partir de la relación bilineal definida por la ecuación (25.4.8.1).

C 25.4.8.3. La ***Figura C 25.4.8.3*** muestra la relación entre la tensión en el acero y la distancia en la que el cordón está adherido al hormigón, representada por la ecuación (25.4.8.1). Esta variación idealizada de tensión en el cordón puede usarse para analizar las secciones dentro de las regiones de anclaje (Martin and Korkosz, 1995; PCI MNL 120). Las expresiones para la longitud de transferencia y para la longitud de adherencia adicional necesaria para desarrollar un incremento en la tensión de ($f_{ps} - f_{se}$), se basan en los ensayos de elementos pretensados con cordones limpios de 6,4, 9,5 y 12,7 mm de diámetro para los que el valor máximo de f_{ps} era ***1900 MPa*** (Kaar and Magura, 1965; Hanson and Kaar, 1959; Kaar et al., 1963).

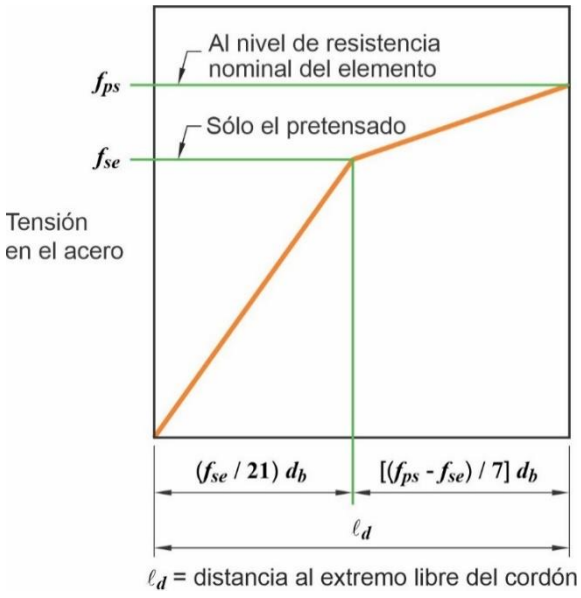


Figura C 25.4.8.3. *Relación bilineal idealizada entre la tensión en el acero y la distancia al extremo libre del cordón.*

25.4.9. Anclaje de barras conformadas y alambres conformados a compresión

25.4.9.1. La longitud de anclaje para barras conformadas y alambres conformados a compresión, ℓ_{dc} , debe ser el mayor entre (a) y (b)

(a) la longitud calculada de acuerdo con 25.4.9.2.

(b) ***200 mm***.

25.4.9.2. ℓ_{dc} debe determinarse como la mayor entre (a) y (b), multiplicada por los factores de modificación aplicables de 25.4.9.3:

(a) $\left(\dfrac{0{,}24\, f_y\, \psi_r}{\lambda\, \sqrt{f'_c}}\right) d_b$

(b) $0{,}043\, f_y\, \psi_r\, d_b$

25.4.9.3. Para calcular ℓ_{dc} , los factores de modificación deben cumplir con la ***Tabla 25.4.9.3***, excepto que se permite tomar ψ_r igual a la unidad (***1,0***).

Tabla 25.4.9.3. Factores de modificación para barras y alambres conformados a compresión.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Hormigón liviano λ	Hormigón liviano	0,75
	Hormigón de peso normal	1,0
Armadura de confinamiento ψ_r	Armadura confinada dentro de (1), (2), (3) ó (4): (1) Un zuncho en espiral (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6$ mm y paso 100 mm. (3) Estribos cerrados de diámetro 12 mm o alambre de diámetro 12 mm de acuerdo con 25.7.2 separados ≤ 100 mm entre centros. (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y separados ≤ 100 mm, entre centros.	0,75
	Otra	1,0

C 25.4.9. Anclaje de barras conformadas y alambres conformados a compresión

C 25.4.9.1. El debilitamiento causado por las fisuras de tracción por flexión no está presente en las barras y alambres en compresión y, generalmente, el apoyo de los extremos de las barras en el hormigón es benéfico. Por consiguiente, se han especificado longitudes de anclaje menores para compresión que para tracción.

C 25.4.9.2. La constante ***0,043*** tiene unidades de mm^2/N. El término λ fue adicionado a la expresión para anclaje en 25.4.9.2, para tener en cuenta que no existe información disponible de ensayos experimentales de anclaje en compresión en hormigón liviano, pero que la falla por hendidura es más probable en hormigón liviano.

C 25.4.9.3. La longitud de anclaje puede reducirse ***25 %***, cuando la armadura está confinada mediante zunchos en espiral, estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento con poca separación.

25.4.10. Reducción de la longitud de anclaje por exceso de armadura

25.4.10.1. Se permite reducir las longitudes de anclaje definidas en 25.4.2.1(a), 25.4.6.1(a), 25.4.7.1(a) y 25.4.9.1(a) usando la relación $A_{s,requerido} / A_{s,colocado}$, excepto lo prohibido en 25.4.10.2. Las longitudes de anclaje modificadas no deben ser menores a los respectivos mínimos especificados en 25.4.2.1(b), 25.4.6.1(b), 25.4.7.1(b), y 25.4.9.1(b).

C 25.4.10. Reducción de la longitud de anclaje por exceso de armadura

C 25.4.10.1. Se permite una reducción en la longitud de anclaje en circunstancias limitadas si se aporta armadura en exceso.

25.4.10.2. No se permite reducir la longitud de anclaje según 25.4.10.1, para los casos (a) hasta (e).

(a) En apoyos no continuos.

(b) En ubicaciones donde se requiera anclaje o anclaje a la tensión f_y .

(c) Donde se requiere que las barras sean continuas.

(d) Para barras conformadas con gancho, con cabeza y barras ancladas mecánicamente.

(e) Para elementos sismorresistentes o zona de riesgo sísmico, consultar el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

C 25.4.10.2. El factor para armadura en exceso $A_{s,requerido} / A_{s,colocado}$, aplicable a armadura recta no es apropiada para barras con gancho o con cabeza porque la fuerza se transfiere por medio de una combinación de aplastamiento en el gancho o en la cabeza y adherencia a lo largo de la barra. La posibilidad de desprendimiento debido al aplastamiento en el gancho o en la cabeza se tuvo en cuenta al desarrollar los requisitos de 25.4.3 y 25.4.4. Debido a que la resistencia de anclaje, y en particular la resistencia al desprendimiento del hormigón del gancho o de la cabeza de una barra es función de la longitud de empotramiento elevada a un exponente ligeramente mayor que 1,0 (Shao et al., 2016; Sperry et al., 2017b), una reducción en la longitud de anclaje definida utilizando el factor de exceso de armadura podría provocar potencialmente una falla por desprendimiento del hormigón.

El factor de reducción basado en el área no se debería utilizar en aquellos casos donde se requiera anclaje para el total de f_y . Por ejemplo, el factor por armadura en exceso no se aplica en el anclaje de la armadura por contracción y temperatura de acuerdo con 24.4.3.4, o para el anclaje de armadura diseñado de acuerdo con 7.7.7, 8.7.4.2, 8.8.1.6, 9.7.7, y 9.8.1.6.

25.5. EMPALMES

C 25.5. EMPALMES

25.5.1. Generalidades

C 25.5.1. Generalidades

Las longitudes de empalme por yuxtaposición de la armadura longitudinal en columnas se deberían calcular de acuerdo con los artículos 10.7.5 y 25.5.

25.5.1.1. Para las barras de diámetros mayores de ***32 mm***, no se deben utilizar empalmes por yuxtaposición, excepto para los casos indicados en 25.5.5.3.

C 25.5.1.1. Debido a la carencia de datos experimentales adecuados sobre empalmes por yuxtaposición de barras de diámetros d_b > **32 mm** en compresión y en tracción, el empalme por yuxtaposición de barras de estos tamaños está prohibido, excepto en lo permitido por 25.5.5.3 para empalmes por yuxtaposición a compresión de barras de diámetros d_b **= 40 mm** con barras de diámetros menores (d_b **≤ 32 mm**).

25.5.1.2. En empalmes por yuxtaposición que quedan en contacto, la separación libre mínima entre el empalme por yuxtaposición en contacto y los empalmes o barras adyacentes debe cumplir con los requisitos para barras individuales de 25.2.1.

25.5.1.3. Para barras empalmadas por yuxtaposición sometidas a flexión y que no quedan en contacto entre sí, la separación transversal centro a centro de las barras empalmadas no debe exceder el menor valor entre ***1/5*** de la longitud de empalme por yuxtaposición requerida y ***150 mm***.

C 25.5.1.3. Si las barras individuales en un empalme por yuxtaposición sin contacto están demasiado separadas se crea una sección no armada. Entonces, se considera como precaución mínima forzar que la posible fisura siga una línea en zigzag (pendiente 5 a 1). La separación máxima de ***150 mm*** se agrega debido a que la mayoría de los datos de ensayos de empalmes por yuxtaposición de barras conformadas se obtuvieron con armaduras que estuvo dentro con esta separación.

25.5.1.4. No se permite reducir las longitudes de anclaje de acuerdo con 25.4.10.1 para calcular las longitudes de empalme por yuxtaposición.

C 25.5.1.4. La longitud de anclaje ℓ_d empleada para obtener la longitud del empalme por yuxtaposición debería basarse en f_y porque las clasificaciones de empalmes ya reflejan cualquier exceso de armadura en el sitio del empalme; por lo tanto, no debería emplearse el factor para A_s en exceso de 25.4.10.1.

25.5.1.5. Para barras con $f_y > 500$ MPa separadas menos de ***150 mm*** entre centros, debe colocarse armadura transversal tal que K_{tr} no sea menor que $0{,}5d_b$.

25.5.1.6. Los empalmes por yuxtaposición sin contacto entre las barras para armaduras en hormigón proyectado deben tener una separación libre de acuerdo con (a) o (b):

(a) Para barras de diámetro $d_b \leq 20$ ***mm***, la separación libre entre barras debe ser al menos mayor que $6d_b$ o ***65 mm***.

(b) Para barras de diámetro $d_b \geq 25$ ***mm***, la separación libre se debe establecer utilizando un panel de prueba de hormigón proyectado para demostrar que la armadura queda adecuadamente embebida.

C 25.5.1.6. y C 25.5.1.7. Para mayor información sobre paneles de muestra de hormigón proyectado y evaluación y aceptación de hormigón proyectado, dirigirse al artículo 9.4 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

25.5.1.7. Los empalmes por yuxtaposición donde hay contacto entre las barras para armadura en hormigón proyectado deben orientarse con el plano de las barras empalmadas perpendicular a la superficie del hormigón proyectado y deben ser aprobados por el profesional habilitado con base en un panel de prueba para demostrar que la armadura queda adecuadamente embebida.

25.5.1.8. Los empalmes por yuxtaposición de paquetes de barras deben cumplir con 25.6.1.7.

25.5.2. Longitudes de empalme por yuxtaposición de barras y alambres conformados a tracción

C 25.5.2. Longitudes de empalme por yuxtaposición de barras y alambres conformados a tracción

25.5.2.1. La longitud de empalme por yuxtaposición en tracción, ℓ_{st} , para barras y alambres conformados a tracción debe ser la requerida por la ***Tabla 25.5.2.1***, donde ℓ_d se obtiene de acuerdo con 25.4.2.1(a).

C 25.5.2.1. Los empalmes por yuxtaposición sometidos a tracción se clasifican como Clase A y B, en los cuales la longitud del empalme por yuxtaposición es un múltiplo de la longitud de anclaje en tracción ℓ_d calculada de acuerdo con 25.4.2.3 ó 25.4.2.4. El requisito de una longitud de yuxtaposición de dos niveles fomenta el empalme de las barras en puntos de tensiones mínimas y a escalonar los empalmes para mejorar el comportamiento de detalles críticos. Para calcular ℓ_d de empalmes escalonados, la separación libre es la distancia mínima entre empalmes adyacentes, como se muestra en la ***Figura C 25.5.2.1***.

Los requisitos para empalmes por yuxtaposición en tracción fomentan la localización de los empalmes por yuxtaposición lejos de las zonas de tensiones altas de tracción hacia zonas donde el área del acero adoptada sea por lo menos ***2 veces*** la requerida por el cálculo.

Tabla 25.5.2.1. Longitud de empalme por yuxtaposición de barras y alambres conformados a tracción

$A_{s,colocado}/A_{s,requerido}$[1] en la longitud del empalme	Porcentaje máximo de A_s empalmado dentro de la longitud de yuxtaposición requerida	Tipo de empalme	ℓ_{st}	
≥ 2,0	50	Clase A	Mayor de:	$1{,}0\ell_d$ y 300 mm
	100	Clase B	Mayor de:	$1{,}3\ell_d$ y 300 mm
< 2,0	Todos los casos	Clase B		

[1] Relación entre el área de armadura adoptada y el área de armadura requerida por cálculo en la ubicación de empalme.

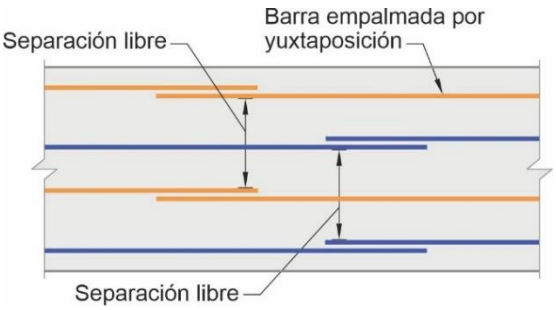


Figura C 25.5.2.1. *Separación libre de las barras empalmadas por yuxtaposición para determinar* ℓ_d *de los empalmes escalonados.*

25.5.2.2. Cuando se empalman por yuxtaposición barras de diferente diámetro en tracción, la longitud del empalme por yuxtaposición, ℓ_{st}, debe ser el mayor valor entre el ℓ_d de la barra de mayor diámetro y el ℓ_{st} de la barra de menor diámetro.

25.5.3. Longitud de empalme por yuxtaposición a tracción de malla de acero soldada de alambres conformados

25.5.3.1. La longitud del empalme por yuxtaposición de la malla de acero soldada de alambres conformados a tracción, ℓ_{st}, con alambres transversales dentro de la longitud de empalme debe ser la mayor entre $\mathbf{1{,}3}\ell_d$ y ***200 mm*** donde ℓ_d se calcula de acuerdo con 25.4.6.1(a), siempre y cuando se cumpla con (a) y (b):

(a) La yuxtaposición entre los alambres transversales más alejados dentro de cada hoja de malla de armadura debe ser al menos ***50 mm***.

(b) Los alambres en la dirección de la longitud de anclaje deben ser alambres conformados de diámetro ***16 mm*** o menores.

25.5.3.1.1. Cuando no se cumple con 25.5.3.1(a), ℓ_{st} debe calcularse de acuerdo con 25.5.2.

25.5.3.1.2. Cuando no se cumpla con 25.5.3.1(b), ℓ_{st} debe calcularse de acuerdo con 25.5.4.

C 25.5.3. Longitud de empalme por yuxtaposición a tracción de malla de acero soldada de alambres conformados

C 25.5.3.1. Las disposiciones de empalme para malla de acero soldada de alambres conformados se basan en los ensayos disponibles (Lloyd and Kesler, 1969). Los empalmes por yuxtaposición para la malla de acero soldada de alambres conformados que cumplen con los requisitos de este artículo y 25.5.3.1.1 se ilustran en la ***Figura 25.5.3.1***. Si no hay alambres transversales dentro de la longitud de empalme por yuxtaposición, se pueden aplicar los requisitos para alambre conformado.

25.5.3.1.3. Cuando la malla de acero soldada de alambres, sea de alambre recubierto con zinc (galvanizado), ℓ_{st} debe calcularse de acuerdo con 25.5.4.

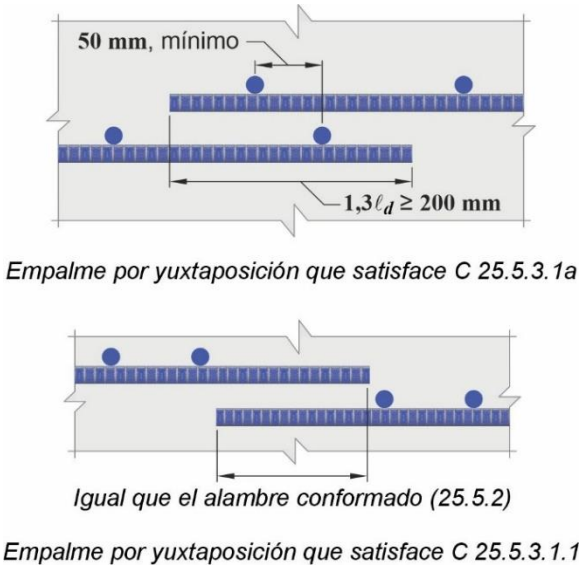


Figura C 25.5.3.1. *Empalme por yuxtaposición de malla de acero soldada de alambres conformados.*

25.5.4. Longitud de empalme por yuxtaposición de malla de acero soldada de alambres lisos a tracción

25.5.4.1. La longitud de empalme por yuxtaposición a tracción, ℓ_{st}, de la malla de acero soldada de alambres lisos a tracción medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, debe ser el mayor valor de (a) hasta (c):

(a) $s + 50$ **mm**

(b) $1{,}5\ell_d$

(c) ***150 mm***

donde s es la separación de los alambres trasversales y ℓ_d se calcula de acuerdo con 25.4.7.2(b).

C 25.5.4. Longitud de empalme por yuxtaposición de malla de acero soldada de alambres lisos a tracción

C 25.5.4.1. La resistencia de los empalmes por yuxtaposición de malla de acero soldada de alambres lisos depende fundamentalmente del anclaje obtenido por los alambres transversales y no de la longitud del alambre en el empalme. Por esta razón, la longitud de yuxtaposición se especifica en términos de superposición de los alambres transversales (en mm) y no en diámetros del alambre o longitud. El requisito de longitud de yuxtaposición adicional de ***50 mm*** tiene el objeto de asegurar la suficiente superposición de los alambres transversales y aportar espacio para la compactación satisfactoria del hormigón entre alambres transversales. La investigación (Lloyd, 1971) ha demostrado que se requiere una mayor longitud de yuxtaposición cuando se empalma una malla de acero soldada de alambres de diámetro grande con poca separación, y como consecuencia, se dan requisitos de longitud adicional del empalme para esta armadura de un mínimo adicional absoluto de ***150 mm***. Los requisitos para el empalme se ilustran en la ***Figura C 25.5.4.1***. Cuando $A_{s,colocado} / A_{s,requerido} \geq 2$ en la longitud del empalme, ℓ_{st} se puede determinar según 25.5.4.2.

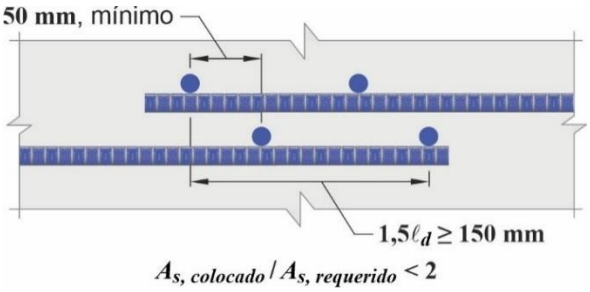


Figura C 25.5.4.1. *Empalmes por yuxtaposición de malla de acero soldada de alambres liso donde* $A_{s,colocado} / A_{s,requerido} < 2$.

25.5.4.2. Cuando la relación $A_{s,colocado} / A_{s,requerido} \geq 2$ en la longitud de yuxtaposición, ℓ_{st}, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla de acero soldada de alambres, debe ser la mayor entre (a) y (b).

(a) $1{,}5\ell_d$

(b) ***50 mm***

donde ℓ_d debe calcularse de acuerdo con 25.4.7.2(b).

C 25.5.4.2. Para la condición de $A_{s,colocado} / A_{s,requerido} \geq 2$, el empalme por yuxtaposición de la malla de acero soldada de alambres liso se ilustra en la ***Figura C 25.5.4.2***.

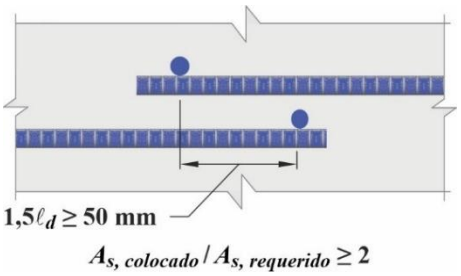


Figura C 25.5.4.2. *Empalmes por yuxtaposición de malla de acero soldada de alambres lisos cuando* $A_{s,colocado} / A_{s,requerido} \geq 2$.

25.5.5. Longitud de empalme por yuxtaposición de barras conformadas a compresión

C 25.5.5. Longitud de empalme por yuxtaposición de barras conformadas a compresión

La investigación sobre adherencia ha estado principalmente relacionada a barras en tracción. El comportamiento por adherencia de las barras en compresión no se dificulta por el problema de la fisuración transversal por tracción y, por lo tanto, los empalmes en compresión no requieren de requisitos tan estrictos como los especificados para los empalmes en tracción.

Los requisitos para empalmes por yuxtaposición propios de columnas se presentan en el ***Capítulo 10***.

25.5.5.1. La longitud de un empalme por yuxtaposición en compresión, ℓ_{sc}, de barras conformadas de diámetro $d_b \leq$ **32 mm** sometidas a compresión, para $f'_c \geq$ **20 MPa**, debe determinarse de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) ≥ ***300 mm***

(b) para $f_y \leq$ **420 MPa:** $0{,}07 f_y d_b$

(c) para $f_y >$ **420 MPa:** $(0{,}13 f_y - 24) d_b$

C 25.5.5.1. Ensayos (ACI Committee 408, 1996; Pfister and Mattock, 1963) han demostrado que la resistencia de los empalmes en compresión depende considerablemente del apoyo en el extremo y, por consiguiente, no aumentan su resistencia de manera proporcional cuando se duplica la longitud de los empalmes. Por lo tanto, para tensiones de fluencia especificada de más de ***420 MPa***, las longitudes de empalmes por yuxtaposición en compresión se han incrementado de manera significativa.

25.5.5.2. Para las barras de diámetro $d_b >$ **32 mm** no se deben utilizar empalmes por yuxtaposición a compresión, excepto en lo permitido en 25.5.5.3.

25.5.5.3. Se permite empalmar en compresión por yuxtaposición barras de diámetro $d_b >$ **32 mm** con barras de diámetro $d_b \leq$ **32 mm**, y estos empalmes deben estar de acuerdo con 25.5.5.4.

C 25.5.5.3. Por lo general, los empalmes por yuxtaposición están prohibidos para barras de diámetro $d_b >$ **32 mm**. No obstante, se permiten empalmes por yuxtaposición en compresión de barras de diámetro $d_b =$ **40 mm** con barras de diámetro $d_b \leq$ **32 mm**.

25.5.5.4. Cuando se empalman por yuxtaposición barras de diferente diámetro en compresión, ℓ_{sc} debe ser el mayor valor entre ℓ_{dc} para la barra de mayor tamaño, calculada de acuerdo con 25.4.9.1, y ℓ_{sc} de la

barra de menor diámetro calculada de acuerdo con 25.5.5.1.

25.5.6. Empalmes a tope de barras conformadas a compresión

25.5.6.1. Sólo para compresión en las barras que se requiera, se permite transmitir el esfuerzo de compresión por apoyo directo a través de cortes a escuadra con las barras mantenidas en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

25.5.6.2. Los empalmes a tope se deben usar únicamente en elementos que tengan estribos abiertos, estribos cerrados, zunchos en espiral o estribos cerrados de confinamiento.

25.5.6.3. Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de ***1,5º***, y deben ser ajustadas con una tolerancia de ***3º*** respecto al apoyo completo después del ensamble.

C 25.5.6. Empalmes a tope de barras conformadas a compresión

C 25.5.6.1. La experiencia con empalmes a tope ha sido casi exclusivamente con barras verticales en columnas. Cuando las barras están significativamente inclinadas con respecto a la vertical, se requiere atención especial para garantizar que se logre y se mantenga el apoyo por contacto adecuado.

C 25.5.6.2. Esta limitación asegura una resistencia mínima al corte en secciones con empalmes a tope.

C 25.5.6.3. Estas tolerancias representan la práctica desarrollada en Estados Unidos, en base a los ensayos de elementos de tamaño natural armados con barras de diámetro ***57 mm***.

25.5.7. Empalmes soldados y mecánicos de barras conformadas en tracción o compresión

25.5.7.1. Un empalme mecánico o soldado, debe desarrollar en tracción o compresión, según se requiera, al menos $\mathbf{1{,}25}f_y$ de la barra.

25.5.7.2. La soldadura de las barras conformadas debe cumplir con 26.6.4.

25.5.7.3. Los empalmes mecánicos o soldados no requieren estar escalonados, excepto en lo requerido por 25.5.7.4.

C 25.5.7. Empalmes soldados y mecánicos de barras conformadas en tracción o compresión

En este Reglamento, con respecto al ***CIRSOC 201-2005***, se eliminaron los empalmes soldados y mecánicos con resistencias menores a $\mathbf{1{,}25}f_y$. Con ello, se eliminó el término "totalmente" en la referencia a empalmes soldados y mecánicos que desarrollan por lo menos $\mathbf{1{,}25}f_y$.

C 25.5.7.1. Para asegurar una resistencia suficiente en los empalmes de manera que se pueda producir la fluencia en el elemento y evitarse así una falla frágil, se seleccionó el ***25 %*** de incremento sobre la resistencia a la fluencia especificada, tanto como un valor mínimo por seguridad y un valor máximo por economía.

El empalme soldado se utiliza principalmente para barras grandes ($d_b \geq$ **20 mm**) en elementos principales. El requisito de resistencia a la tracción de ***125 %*** de la resistencia a la fluencia especificada, se exige para lograr una soldadura apropiada que sea adecuada también para compresión.

Aunque no se requieren empalmes a tope directos, el documento AWS D1.4 indica que cuando sea práctico, las soldaduras de apoyo directo son preferibles para barras de diámetro $d_b \geq$ **20 mm**.

C 25.5.7.3. A pesar de que los empalme soldados o mecánicos no necesitan estar escalonados, dicho escalonamiento es aconsejable por facilidad constructiva de modo que haya suficiente espacio alrededor del empalme para instalarlos y cumplir con los requisitos de separación libre.

25.5.7.4. Los empalmes en elementos sujetos a tracción deben hacerse con un empalme soldado o mecánico de acuerdo con 25.5.7.1. Los empalmes en las barras adyacentes deben estar escalonados por lo menos a ***750 mm***.

C 25.5.7.4. Un elemento sujeto a tracción tiene las siguientes características: elementos que tienen una fuerza de tracción axial suficiente para crear tracción sobre la sección transversal; un nivel de tensión en la armadura tal que todas las barras deberían ser completamente efectivas; y un recubrimiento limitado de hormigón en todos sus lados. Algunos elementos que, por ejemplo, se pueden clasificar como elementos sujetos a tracción pueden ser: tensores en arcos, tirantes que transmiten la carga a una estructura de soporte localizada por encima y elementos principales de tracción en un reticulado.

Para determinar si un elemento debería clasificarse como elemento sujeto a tracción, debería prestarse atención a la importancia, función, dimensiones y condiciones de tensión del mismo en relación con las características antes mencionadas. Por ejemplo, un tanque circular grande de uso común con muchas barras y con empalmes escalonados con suficiente separación, no debería clasificarse como un elemento sujeto a tracción, lo que permite el uso de empalmes por yuxtaposición Clase B.

25.6. PAQUETES DE BARRAS

C 25.6. PAQUETES DE BARRAS

25.6.1. Armadura no pretensada

C 25.6.1. Armadura no pretensada

25.6.1.1. Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete en contacto, dispuestas para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras en cada paquete.

C 25.6.1.1. La frase del Reglamento "los paquetes en contacto que actúan como una unidad" pretende evitar los paquetes de más de dos barras en el mismo plano. Las formas típicas de los paquetes son: triangular, cuadrada o en forma de L para paquetes de tres o cuatro barras. Como precaución práctica, los paquetes de más de una barra colocadas en el plano de flexión no deben doblarse ni utilizarse con ganchos como una unidad. Cuando se requieren ganchos en los extremos es preferible escalonar los ganchos individuales dentro del paquete.

25.6.1.2. Los paquetes de barras deben estar colocados dentro de armadura transversal. Los paquetes de barras en elementos a compresión deben estar confinados por medio de armadura transversal de diámetro $d_b \geq 12$ **mm**.

25.6.1.3. En vigas, las barras de diámetro $d_b > 32$ **mm** no deben agruparse en paquetes.

C 25.6.1.3. La limitación para barras de diámetro $d_b > 32$ **mm**, las cuales no pueden formar paquetes en vigas, responde a la práctica para elementos del tamaño de los que se utilizan en la construcción de edificios. (El Artículo 5.10.3.1.5 del ***Reglamento CIRSOC 802-19*** permite paquetes de dos barras de diámetro $d_b > 32$ **mm** en las vigas principales de puentes). El cumplimiento de los requisitos para el control de fisuración de 24.3 efectivamente evita el uso de paquetes de barras de diámetro $d_b > 32$ **mm** utilizados como armadura a tracción.

25.6.1.4. Las barras individuales dentro de un paquete que termina dentro del vano, deben terminarse en lugares diferentes escalonadas al menos $40d_b$.

C 25.6.1.4. Investigaciones sobre adherencia (ACI Committee 408, 1966) indican que los puntos de terminación de barras en paquete deberían ser escalonados.

25.6.1.5. La longitud de anclaje de cada barra individual dentro de un paquete de barras, en tracción

C 25.6.1.5. Cuando se formen paquetes de tres o cuatro barras, es necesario aumentar la longitud de anclaje de las

o en compresión, debe ser aquella de la barra individual aumentada en ***20 %*** para paquetes de ***3 barras*** y en ***33 %*** para paquetes de ***4 barras***.

barras individuales. La extensión adicional es necesaria debido a que el agrupamiento hace más difícil generar resistencia de adherencia en el núcleo entre barras.

El anclaje de paquetes de barras por medio de un gancho normal en el paquete no está cubierto por los requisitos de 25.4.3.

25.6.1.6. Un paquete de barras debe ser tratado como una unidad de un diámetro derivado del área total equivalente y con un centro de gravedad que coincida con el del paquete de barras. El diámetro de la barra equivalente debe utilizarse en vez de d_b en (a) hasta (e):

(a) Los valores de separación basados en d_b.

(b) Los valores del recubrimiento basados en d_b.

(c) Los valores de separación y recubrimiento de 25.4.2.3.

(d) El parámetro de confinamiento de 25.4.2.4.

(e) El factor ψ_e = **1** de 25.4.2.5.

C 25.6.1.6. Aunque los empalmes y las longitudes de anclaje de barras en paquete son un múltiplo del diámetro de las barras individuales que se están empalmando o anclando, incrementadas en ***20*** ó ***33 %***, según corresponda, es necesario usar un diámetro equivalente del paquete completo, derivado del área total equivalente de barras al determinar los valores de separación y recubrimiento en 25.4.2.3, el término de confinamiento [$(c_b + K_{tr})/d_b$] en 25.4.2.4 y el factor ψ_e = **1** en 25.4.2.5. Para el paquete de barras, el diámetro de la barra d_b, fuera de los paréntesis en las expresiones de 25.4.2.3 y de la ecuación (25.4.2.4a) es el de una sola barra.

25.6.1.7. Los empalmes por yuxtaposición de paquetes de barras deben basarse en la longitud de empalme por yuxtaposición requerida para las barras individuales del paquete, aumentada de acuerdo con 25.6.1.5. Los empalmes por yuxtaposición de las barras individuales del paquete no deben superponerse. No deben empalmarse por yuxtaposición paquetes enteros.

C 25.6.1.7. El incremento requerido en la longitud de los empalmes por yuxtaposición para los paquetes de barras se basa en la reducción del perímetro expuesto de dichas barras. Las barras en paquete se empalman yuxtaponiendo barras individuales a lo largo de la longitud del paquete.

25.6.2. Vainas de postensado

C 25.6.2. Vainas de postensado

25.6.2.1. Se permite agrupar las vainas de postensado si se demuestra que el hormigón puede colocarse satisfactoriamente y se toman medidas para evitar que la armadura de pretensado rompa la separación entre vainas de postesado al tesarlo.

C 25.6.2.1. Cuando las vainas de armadura de pretensado dentro de una viga estén colocadas muy cerca verticalmente, deberían tomarse precauciones para evitar que al tesar la armadura de pretensado ésta rompa el hormigón entre las vainas. La disposición horizontal de las vainas debería permitir la colocación adecuada del hormigón. Generalmente una separación libre de ***1,33 veces*** el tamaño máximo nominal del agregado grueso, pero no menor que ***25 mm***, ha probado ser satisfactoria.

Cuando la concentración de cordones o de vainas tienda a crear un plano débil en el recubrimiento de hormigón, se debería aportar armadura con el fin de controlar la fisuración.

25.7. ARMADURA TRANSVERSAL

C 25.7. ARMADURA TRANSVERSAL

25.7.1. Estribos de vigas

C 25.7.1. Estribos de vigas

25.7.1.1. Los estribos deben colocarse tan cerca de las superficies de tracción y compresión del elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otras armaduras y deben anclarse en

C 25.7.1.1. Las ramas de los estribos deberían extenderse lo más cerca posible a la cara comprimida del elemento, debido a que cerca de la carga última las fisuras de tracción

ambos extremos. Cuando se usan como armadura de corte, los estribos deben extenderse hasta una distancia d medida desde la fibra extrema en compresión.

por flexión penetran profundamente hacia la zona de compresión.

Es esencial que la armadura para corte y torsión se ancle adecuadamente en ambos extremos para que sea completamente efectiva en cualquiera de los lados de una fisura inclinada potencial. Esto, por lo general, requiere un gancho o doblez en el extremo de la armadura tal como lo dispone este artículo.

25.7.1.2. Entre los extremos anclados, cada doblez en la parte continua de los estribos en U, sencillos o múltiples, y cada doblez en un estribo cerrado, debe contener una barra longitudinal o cordón.

25.7.1.3. El anclaje de barras y alambres conformados debe cumplir con (a), (b) o (c):

(a) Para barras y alambres de diámetro d_b **= 16 mm** y menores, y para barras d_b **= 20 a 25 mm** con $f_{yt} \leq$ **280 MPa**, un gancho normal alrededor de la armadura longitudinal.

(b) Para barras d_b **= 20 y 25 mm** con $f_{yt} >$ **280 MPa**, un gancho de estribo normal alrededor de una barra longitudinal más una longitud empotrada entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que $0{,}17 d_b f_{yt} / (\lambda \sqrt{f'_c})$, con el valor de λ dado en la ***Tabla 25.4.3.2***.

(c) En viguetas, para barras y alambres de diámetro d_b **= 12 mm** y menores, un gancho normal.

C 25.7.1.3. No se permite el anclaje recto de barras o alambres porque este estribo es difícil de mantener en su lugar durante la colocación del hormigón y la ausencia de un gancho normal puede hacer inefectivo un estribo, dado que cruza fisuras de corte cerca del extremo del estribo.

Para un estribo de barra o alambre de diámetro d_b **= 16 mm** o menor, el anclaje se aporta por medio de un gancho normal de estribo, tal como se define en 25.3.2, enganchado alrededor de una barra longitudinal.

Para estribos de diámetro d_b **= 20 y 25 mm** con f_{yt} de sólo ***280 MPa***, un gancho de estribo normal alrededor de una barra longitudinal aporta suficiente anclaje. Para estribos de diámetro d_b **= 20 y 25 mm** con resistencias más altas se debería verificar la longitud empotrada. Se prefiere un gancho de ***135º ó 180º***, pero se puede utilizar un gancho de ***90º*** si el extremo libre del gancho se prolonga ***12 diámetros*** de barra como se requiere en 25.3.2. Dado que no es posible hacer un doblez muy cerrado de estribos de diámetro d_b **= 20 y 25 mm** alrededor de una barra longitudinal y debido a la fuerza en una barra con una tensión de cálculo mayor que ***280 MPa***, el anclaje del estribo depende tanto del gancho como de cualquier longitud de anclaje que se aporte. Una barra longitudinal localizada dentro de un gancho de estribo limita el ancho de cualquier fisura de flexión, aún en una zona de tracción. Dado que tal gancho en el estribo no puede fallar por hendimiento paralelo al plano de la barra con gancho, la resistencia del gancho tal como se utiliza en 25.4.3.1(a) ha sido ajustada para reflejar el recubrimiento y el confinamiento alrededor del gancho del estribo.

En viguetas, un alambre o barra pequeño puede ser anclado con un gancho normal que no abrace la armadura longitudinal, permitiendo que una barra doblada en forma continua forme una serie de estribos de una sola rama a lo largo de la longitud de la vigueta.

25.7.1.4. El anclaje para cada rama de malla de acero soldada de alambres que forme un estribo en U sencillo, debe cumplir con (a) o (b):

C 25.7.1.4. Los requisitos para el anclaje de estribos de malla de acero soldada de alambres se ilustran en la ***Figura C 25.7.1.4***.

(a) Dos alambres longitudinales con una separación de ***50 mm*** a lo largo del elemento en la parte superior de la U.

(b) Un alambre longitudinal colocado a no más de ***d*/4** de la cara en compresión, y un segundo alambre más cercano a la cara en compresión y separado por lo menos ***50 mm*** del primero. Se permite que el segundo alambre esté colocado en una rama del estribo después de un doblez, o en un doblez que tenga un diámetro interior de doblez no menor de $8d_b$.

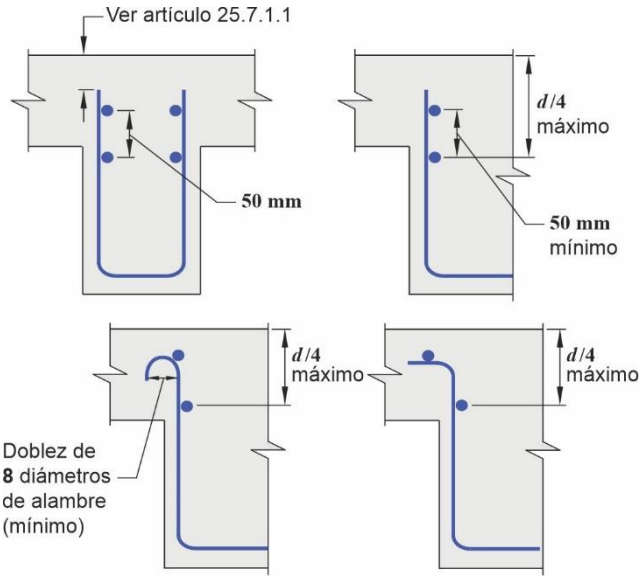


Figura C 25.7.1.4. *Anclajes de estribos en U de malla de acero soldada de alambres en la zona de compresión.*

25.7.1.5. El anclaje para cada extremo de un estribo de una rama de malla de acero soldada de alambres debe consistir en dos alambres longitudinales con una separación mínima de ***50 mm***, de acuerdo con (a) y (b):

(a) El alambre longitudinal interior localizado a una distancia que sea al menos la mayor entre ***d*/4** y ***50 mm*** medidas desde ***d*/2**.

(b) El alambre longitudinal exterior en la cara de tracción no debe estar más lejos de la cara que la parte de la armadura principal de flexión más cercana a la cara.

C 25.7.1.5. El empleo de malla de acero soldada de alambres como armadura de corte se ha vuelto común en la industria de prefabricados y pretensados de hormigón. Las razones para aceptar láminas rectas de malla de acero soldada de alambres como armadura de corte se presentan en un informe conjunto del Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement (1980).

Los requisitos para anclaje de malla de acero soldada de alambres de una sola rama en la cara de tracción, requieren la ubicación del alambre longitudinal a la misma altura que la armadura principal de flexión para evitar el hendimiento a nivel de la armadura de tracción. La ***Figura C 25.7.1.5*** ilustra los requisitos de anclaje para malla de acero soldada de alambres de una sola rama. Para el anclaje de malla de acero soldada de alambres de una sola rama, el Reglamento permite ganchos y una longitud empotrada en las caras de compresión y de tracción de los elementos (ver artículos 25.7.1.3(a) y 25.7.1.4) y sólo la longitud empotrada en la cara de compresión (ver artículo 25.7.1.3(b)). Este artículo contiene requisitos para el anclaje de malla de acero soldada de alambres rectos, de una sola rama, donde se emplea el anclaje del alambre longitudinal con una longitud adecuada empotrada en las caras de compresión y de tracción de los elementos.

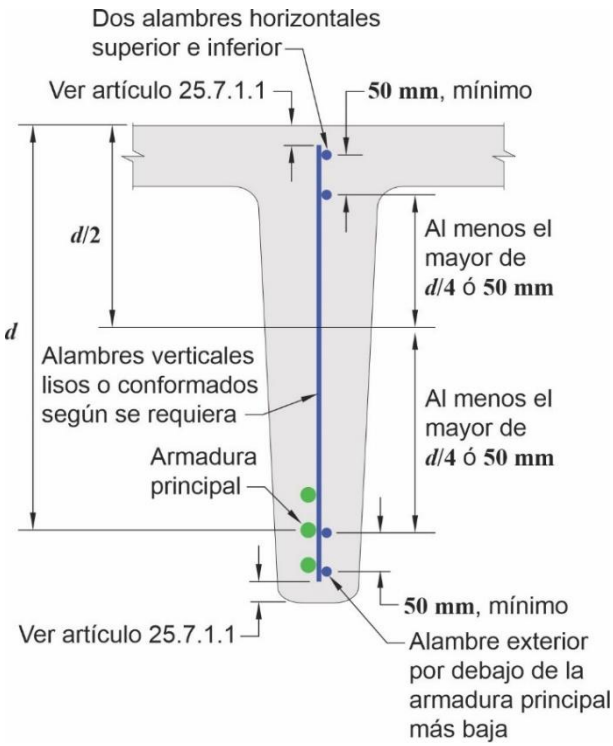


Figura C 25.7.1.5. *Anclaje de la armadura a corte formada por una rama de la malla de acero soldada de alambre.*

25.7.1.6. Los estribos para torsión o armadura para integridad deben consistir en estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento. Cuando se usa malla de acero soldada de alambres, los alambres transversales deben ubicarse perpendiculares al eje del elemento. Dichos estribos deben estar anclados usando (a) o (b):

(a) Los extremos deben terminar en un gancho normal de ***135º*** alrededor de una barra longitudinal.

(b) De acuerdo con 25.7.1.3(a) ó (b) ó 25.7.1.4, en zonas donde el hormigón que rodea el anclaje está restringido contra el descascaramiento mediante un ala, losa o elemento similar.

25.7.1.6.1. Se permite que los estribos para torsión o armadura para integridad sean compuestos con hasta dos piezas de armadura: un solo estribo en U anclado de acuerdo con 25.7.1.6(a) cerrado con un gancho suplementario donde el gancho de 90° debe estar restringido por un ala, losa o elemento similar, para evitar el descascaramiento.

C 25.7.1.6. Se requiere tanto armadura longitudinal como estribos transversales cerrados para resistir las tensiones diagonales de tracción debidas a torsión. Los estribos deberían ser cerrados, debido a que las fisuras inclinadas causadas por torsión pueden producirse en todas las caras del elemento.

En el caso de secciones sometidas primordialmente a torsión, el recubrimiento de hormigón sobre los estribos se descascarará con momentos torsionales altos (Mitchell and Collins, 1976). Esto vuelve a los estribos empalmados por yuxtaposición inefectivos, conduciendo a una falla prematura por torsión (Behera and Rajagopalan, 1969). En tales casos, no deberían usarse los estribos cerrados hechos con un par de estribos en U empalmados por yuxtaposición el uno con el otro.

Cuando una viga rectangular falla a torsión, las esquinas de la viga tienden a descascararse debido a las tensiones inclinadas de compresión en las diagonales de hormigón del reticulado espacial, las cuales cambian de dirección en la esquina tal como se muestra en la ***Figura C 25.7.1.6(b)***. En ensayos (Mitchell and Collins, 1976), los estribos cerrados anclados con ganchos de ***90º*** fallaron cuando esto ocurrió. Por esta razón, son preferibles en todos los casos para estribos de torsión los ganchos normales de ***135º***. En lugares donde este descascaramiento está prevenido por una losa o ala adyacente, en el artículo 25.7.1.6(b) esta exigencia se relaja y se permite ganchos de ***90º*** debido al confinamiento adicional de la losa (ver la ***Figura C 25.7.1.6(a)***).

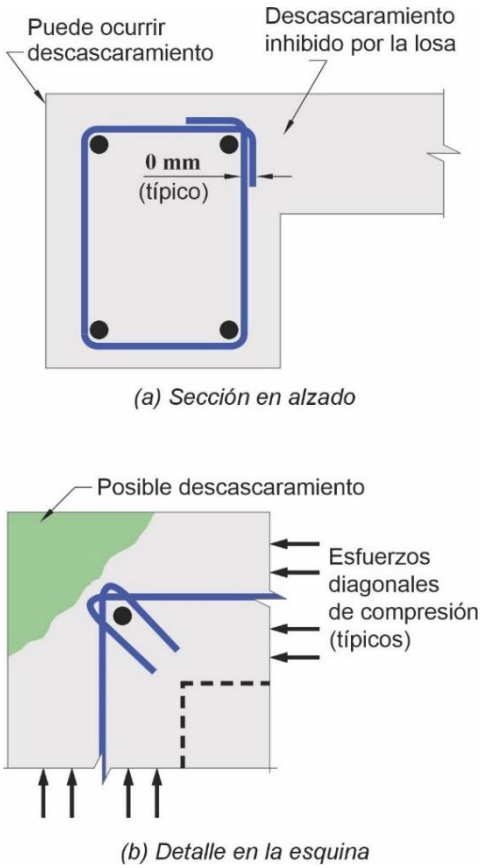


Figura 25.7.1.6. *Descascaramiento de las esquinas de vigas sometidas a torsión.*

25.7.1.7. Excepto cuando se trate de estribos para torsión o armadura de integridad, se permiten estribos cerrados formados por un par de estribos en U empalmados para formar una unidad cerrada con empalmes por yuxtaposición con una longitud de empalme de al menos $\mathbf{1{,}3}\ell_d$. En elementos con una altura total de al menos 450 mm, estos empalmes por yuxtaposición con $A_h f_{yt} \leq \mathbf{40\ kN}$ por rama pueden considerarse adecuados si las ramas del estribo se extienden por toda la altura disponible del elemento.

C 25.7.1.7. Estos requisitos para el empalme por yuxtaposición de estribos dobles en U que formen un estribo cerrado, prevalecen sobre las disposiciones de 25.5.2. La ***Figura C 25.7.1.7*** muestra configuraciones de estribos cerrados que utilizan empalmes por yuxtaposición.

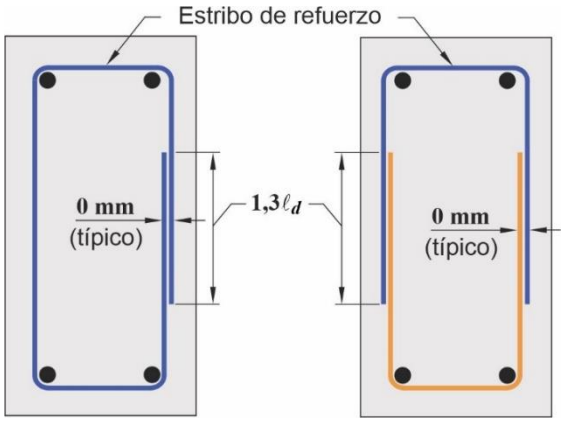


Figura C 25.7.1.7. *Configuraciones de estribos cerrados*

25.7.2. Estribos de columnas

C 25.7.2. Estribos de columnas

25.7.2.1. Los estribos de columnas deben ser cerrados, constituidos por barras o alambres conformados, con una separación que cumpla con (a) y (b):

(a) Separación libre de al menos $\mathbf{(4/3)}d_{agg}$.

C 25.7.2.1. Los estribos de columnas se ilustran en la ***Figura C 25.7.2.1***.

(b) La separación centro a centro no debe exceder el menor valor entre $16d_b$ de la barra longitudinal, $48d_{be}$ de la barra o alambre transversal y la menor dimensión del elemento.

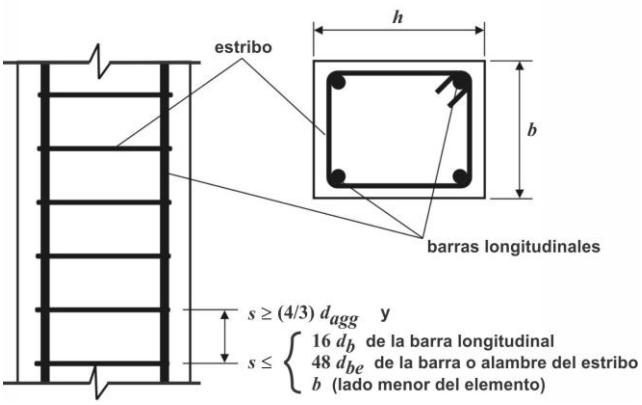


Figura C 25.7.2.1. *Separación vertical de los estribos cerrados.*

25.7.2.2. El diámetro de la barra o alambre del estribo debe ser al menos el indicado en la ***Tabla 25.7.2.2***.

C 25.7.2.2. Estos requisitos también aplican a ganchos suplementarios.

Tabla 25.7.2.2. Diámetros mínimos d_{be} de los estribos de columna

Barras longitudinales, d_b	Diámetros mínimos de los estribos, d_{be} (mm)
$d_b \leq 16$ mm	6
16 mm < $d_b \leq 25$ mm	8
25 mm < $d_b \leq 32$ mm	10
$d_b > 32$ mm paquetes de barras	12
Se podrá utilizar alambre conformado o malla soldada de alambre con un área equivalente.	

25.7.2.2.1. Como alternativa a las barras conformadas, se permite malla de acero soldada de alambres, tanto liso como conformado, con un área equivalente a la requerida por 25.7.2.1 siempre y cuando se cumpla con los requisitos del artículo 20.2.2.4.

25.7.2.3. Los estribos cerrados rectilíneos deben disponerse de tal forma que cumplan con (a) y (b):

(a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener arriostramiento lateral aportado por la esquina de un estribo cerrado con un ángulo interior no mayor de ***135º***.

(b) Ninguna barra que no esté arriostrada lateralmente puede estar separada más de $15d_{be}$ o ***150 mm*** libres de una barra arriostrada lateralmente.

C 25.7.2.3. Este Reglamento permite colocar los estribos con un ángulo de ***135°*** con respecto a las barras o alambres principales y considera suficientemente arriostradas a aquellas barras o alambres sin estribos, ni ganchos, situados a menos de $15d_{be}$ o ***150 mm*** de barras o alambres longitudinales arriostrados lateralmente (Ver ***Figura C 25.7.2.3a***).

Las barras o alambres doblados de manera helicoidal continua pueden ser utilizados como estribos cerrados, siempre que su paso y su área sean, como mínimo, equivalentes al paso y al área de los estribos cerrados separados. El anclaje de los extremos de las barras o alambres doblados en forma helicoidal continua, se debería realizar mediante un gancho normal igual al indicado para los estribos cerrados separados, o por medio de una vuelta adicional del estribo helicoidal (Ver ***Figura C 25.7.2.3b***). Una barra o alambre doblado de manera continua en helicoide, se puede considerar como un zuncho siempre que

se verifiquen las exigencias del artículo 25.7.3, o de lo contrario, se debe considerar como un estribo cerrado.

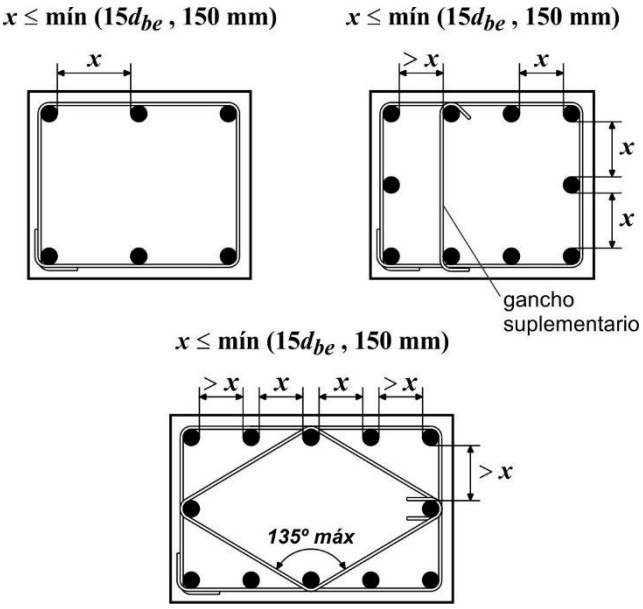


Figura C 25.7.2.3a. *Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna arriostradas lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.*

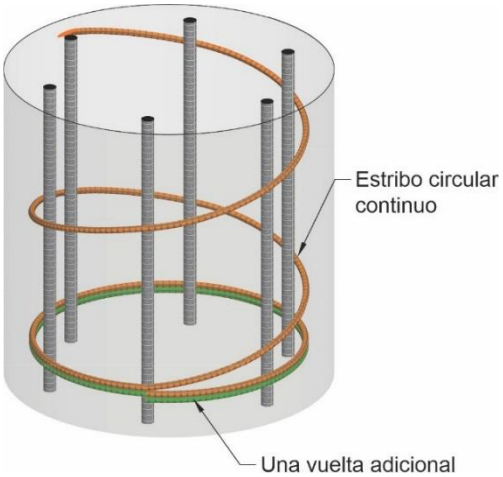


Figura C 25.7.2.3b. *Anclaje de estribo continuo.*

25.7.2.3.1. El anclaje de estribos cerrados rectilíneos, que abracen barras longitudinales, debe consistir en ganchos normales que cumplan con 25.3.2 y enganche una barra longitudinal. Un estribo cerrado no puede consistir de barras conformadas con cabeza superpuestas.

C 25.7.2.3.1. Los ganchos normales de los estribos deberían utilizarse solamente con barras longitudinales conformadas y estar escalonados cuando sea posible.

25.7.2.4. Se puede utilizar un estribo circular completo cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo.

C 25.7.2.4. A pesar de que la armadura transversal, en elementos que tengan la armadura longitudinal localizada en la periferia de un círculo, puede ser zunchos en espiral o estribos circulares, los zunchos en espiral son en general más efectivos.

25.7.2.4.1. El anclaje de estribos circulares individuales debe cumplir con (a) hasta (c):

C 25.7.2.4.1. Es posible que se presente hendimiento vertical y pérdida de restricción por parte del estribo cuando los extremos de estribos circulares estén anclados a la

(a) Los extremos se deben yuxtaponer al menos ***150 mm***.

(b) Los extremos deben terminar con ganchos normales que abracen una barra longitudinal de acuerdo con 25.3.2.

(c) La yuxtaposición en los extremos de estribos circulares adyacentes se debe escalonar a lo largo del perímetro que envuelve a las barras longitudinales.

misma barra longitudinal. Los estribos circulares adyacentes no deberían anclarse con sus ganchos extremos a la misma barra longitudinal (ver la ***Figura C 25.7.2.4.1***).

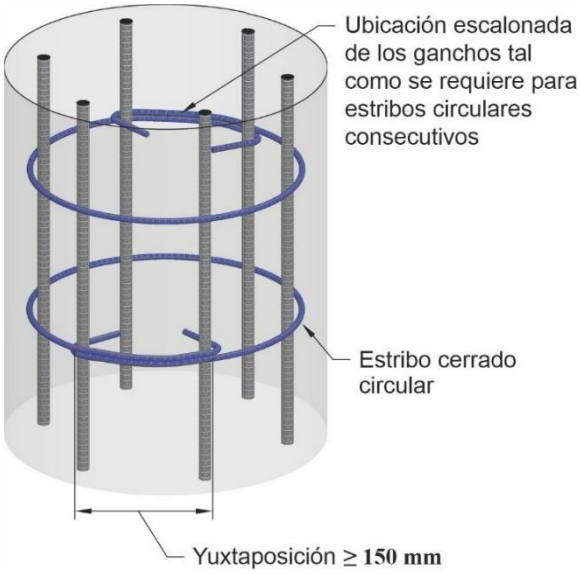


Figura C 25.7.2.4.1. *Anclaje de estribos circulares.*

25.7.2.5. Los estribos para torsión deben ser perpendiculares al eje del elemento y estar anclados cumpliendo con (a) o (b):

(a) Los extremos deben terminar en un gancho normal de ***135º*** (o ***90°*** en estribos circulares) alrededor de una barra longitudinal.

(b) Donde el hormigón que rodea al anclaje está protegido contra descascaramiento, de acuerdo con 25.7.1.3(a) o (b) ó 25.7.1.4.

C 25.7.2.5. Ver artículo C 25.7.1.6.

25.7.3. Zunchos en espiral

C 25.7.3. Zunchos en espiral

25.7.3.1. Los zunchos en espiral deben consistir en barras o alambres continuos con separación uniforme que cumpla con (a) y (b):

(a) Al menos el mayor de ***25 mm*** y $(4/3)d_{agg}$.

(b) No puede ser mayor que ***75 mm***.

C 25.7.3.1. Los zunchos en espiral deberían mantenerse firmemente en su lugar, a una distancia y alineación adecuada, para evitar su desplazamiento durante la colocación del hormigón.

25.7.3.2. Para elementos construidos en obra, el diámetro de las barras o alambres utilizados en zunchos en espiral no debe ser menor de ***10 mm***.

C 25.7.3.2. Por consideraciones prácticas, en elementos construidos en obra, el diámetro mínimo de la armadura en espiral es de ***10 mm*** (barras conformadas o lisas d_{be} **= 10 mm**, o alambres conformados o lisos de diámetro ***10 mm***).

Los diámetros normales de la armadura para zunchos en espiral son ***10, 12 y 16 mm*** para materiales tanto laminados en caliente o estirados en frío, lisos o conformados.

25.7.3.3. La cuantía volumétrica de la armadura compuesta por zunchos en espiral, ρ_s , debe ser igual o mayor que el valor dado por la siguiente expresión (25.7.3.3):

C 25.7.3.3. El efecto de la espiral, de aumentar la resistencia del hormigón dentro del núcleo, no se presenta hasta que la columna haya sido sometida a carga axial y se haya presentado suficiente deformación para causar que el hormigón localizado en el exterior de la sección de la

$$\rho_s \geq 0{,}45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (25.7.3.3)$$

donde el valor de f_{yt} no debe ser mayor de ***500 MPa***.

columna se descascare. La cantidad de armadura de zuncho en espiral requerido por la ecuación (25.7.3.3) tiene la intención de proveer en columnas sometidas a carga axial concéntrica que hayan perdido su recubrimiento, una resistencia adicional similar, o ligeramente mayor, que la aportada por el recubrimiento antes de descascararse. La deducción de la ecuación (25.7.3.3) está presentada en Richart (1933). Los ensayos y la experiencia muestran que columnas que tengan las cantidades de armadura en espiral requeridas por esta sección presentan considerable tenacidad y ductilidad. Investigaciones (Richart et al., 1929; Richart, 1933; Pessiki et al., 2001; Saatcioglu and Razvi, 2002) también han indicado que armadura con una resistencia a la fluencia de ***690 MPa*** puede utilizarse efectivamente para confinamiento. Hasta tanto se disponga de investigaciones nacionales al respecto se ha decidido fijar en este Reglamento el valor de $f_{yt} \leq$ ***500 MPa***.

25.7.3.4. El anclaje del zuncho en espiral debe consistir en una y media vueltas adicionales de la barra o alambre de la espiral en cada extremo.

C 25.7.3.4. El anclaje del zuncho en espiral se ilustra en la ***Figura C 25.7.3.4***.

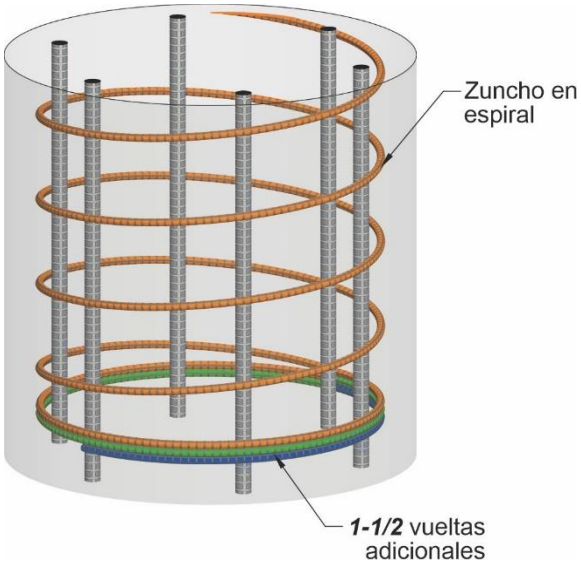


Figura C 25.7.3.4. *Anclaje del zuncho en espiral.*

25.7.3.5. La armadura en espiral puede empalmarse por medio de uno de los dos métodos presentados en (a) y (b):

(a) Empalme mecánico o soldado de acuerdo con 25.5.7.

(b) Empalme por yuxtaposición de acuerdo con 25.7.3.6 para f_{yt} no mayor de **420 MPa**.

25.7.3.6. El empalme por yuxtaposición debe ser al menos el mayor de ***300 mm*** y las longitudes de yuxtaposición de la ***Tabla 25.7.3.6***.

Tabla 25.7.3.6. Longitud de yuxtaposición para la armadura en espiral

Armadura	Recubrimiento	Extremos de la barra o alambre en espiral yuxtapuesta	Longitud de yuxtaposición en mm
Barras conformadas	Sin recubrimiento	No requiere gancho	$48d_{be}$
Alambres conformados	Sin recubrimiento	No requiere gancho	$48d_{be}$
Barras lisas	Sin recubrimiento	No requiere gancho	$72d_{be}$
		Gancho normal según 25.3.2[1]	$48d_{be}$
Alambres lisos	Sin recubrimiento	No requiere gancho	$72d_{be}$
		Gancho normal según 25.3.2[1]	$48d_{be}$

[1] Los ganchos deben estar embebidos dentro del núcleo confinado por el zuncho en espiral.

25.7.4. Estribos cerrados de confinamiento

25.7.4.1. Los estribos cerrados de confinamiento consisten en un estribo cerrado o un estribo circular continuo, los cuales pueden estar constituidos por varios elementos de armadura con ganchos de ***135°*** (o ***90°*** en estribos circulares) en sus extremos.

25.7.4.2. Los extremos de los estribos cerrados de confinamiento deben ser ganchos de ***135°*** (o ***90°*** en estribos circulares) y que abrazan una barra longitudinal. Un estribo cerrado de confinamiento no puede estar compuesto por barras conformadas con cabeza entrelazadas.

C 25.7.4. Estribos cerrados de confinamiento

C 25.7.4.1. Ver artículo C 25.7.2.4.

25.8. DISPOSITIVOS DE ANCLAJE Y ACOPLAMIENTO PARA POSTENSADO

25.8.1. Los dispositivos para anclajes y acoplamientos para cordones deben desarrollar al menos el ***95 %*** de f_{pu} cuando se ensayen bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan el asentamiento previsto de las cuñas.

C 25.8. DISPOSITIVOS DE ANCLAJE Y ACOPLAMIENTO PARA POSTENSADO

C 25.8.1. La resistencia requerida para los dispositivos de anclaje y acoplamiento, para cordones adheridos como no adheridos, cuando son ensayados en condiciones de no adherencia, se basa en un ***95 %*** de la resistencia especificada de la armadura de pretensado. La armadura de pretensado debe cumplir con las disposiciones mínimas de las normas aplicables de IRAM-IAS tal como se requiere en 20.3.1. La resistencia especificada para anclajes y acoplamientos excede la resistencia máxima de cálculo de la armadura de pretensado por un amplio margen y, al mismo tiempo, reconoce los efectos de aumento de tensiones que se presenta en la mayoría de los anclajes y acoplamientos de postesado disponibles. La resistencia de los acoplamientos y anclajes se debería alcanzar con una deformación permanente y asentamiento sucesivo mínimos, reconociendo que alguna deformación y asentamiento se producen cuando se ensaya a la falla. Los dispositivos para cordones deberían ajustarse al requisito de ***2 %*** de

elongación indicado en el documento ACI 423.7, hasta tanto se emita un documento al respecto.

Los métodos de ensayo a fatiga y carga estática de anclajes y acoplamiento se pueden obtener de ICC-ES Acceptance Criteria AC303 (2011), hasta tanto se emita un documento al respecto.

25.8.2. Para cordones adheridos, los anclajes y acoplamientos deben localizarse de manera tal que f_{pu} se desarrolle al ***100 %*** en las secciones críticas, después que la armadura postesada haya sido adherida al elemento.

C 25.8.2. Los anclajes y acoplamientos para cordones adheridos que desarrollan menos de la totalidad de la resistencia especificada a la tracción de la armadura de pretensado solo pueden utilizarse cuando la longitud de transferencia por adherencia entre los anclajes, o acoplamientos, y las secciones críticas iguale o exceda la longitud requerida para desarrollar la resistencia de la armadura de pretensado. Esta longitud de adherencia puede calcularse utilizando los resultados de ensayos respecto a las características de adherencia del cordón de pretensado sin tesar (Salmons and McCrate, 1977; PCA, 1980), o por medio de ensayos de adherencia en otros tipos de materiales de armadura de pretensado, según sea apropiado.

25.8.3. En el caso de construcción no adherida sometida a cargas repetitivas, debe prestarse especial atención a la posibilidad de fatiga en los anclajes y acoplamientos del acero de pretensado.

C 25.8.3. Para un análisis sobre la carga de fatiga, ver el documento ACI 215R.

Para recomendaciones detalladas sobre ensayos para condiciones de carga estática y cíclica de cordones y de anclajes de cordones no adheridos, ver los documentos ACI 423.3R (Sección 4.1.3) y ACI 301 (Sección 15.2.2).

Se permite consultar los documentos enunciados en este artículo, hasta tanto el INTI-CIRSOC u otro organismo redacte los documentos al respecto.

25.8.4. Los acoplamientos deben ubicarse en lugares aprobados por el profesional habilitado y encerrados en cajas lo suficientemente largas para permitir los movimientos necesarios.

25.9. ZONAS DE ANCLAJE PARA CORDONES POSTESADOS

C 25.9. ZONAS DE ANCLAJE PARA CORDONES POSTESADOS

25.9.1. Generalidades

C 25.9.1. Generalidades

Las disposiciones descriptas en el Reglamento CIRSOC 802-19, para el análisis y detalle de la armadura de las zonas de anclaje de postesado, se consideran que satisfacen los requisitos más generales de este Reglamento. En las áreas específicas de evaluación y ensayos de aceptación para dispositivos de anclaje, este Reglamento referencia los requisitos detallados en el ***Reglamento CIRSOC 802-2019***.

25.9.1.1. Las regiones de anclaje de cordones postesados consisten de dos zonas, (a) y (b):

(a) La zona local debe suponerse como el prisma rectangular (o rectangular equivalente para anclajes circulares u ovalados) que circunda inmediatamente al dispositivo de anclaje y cualquier armadura de confinamiento.

C 25.9.1.1. Con base en el principio de Saint Venant, puede estimarse la extensión de la zona de anclaje como aproximadamente igual a la mayor dimensión de la sección transversal. La zona local y la zona general se muestran en la ***Figura C 25.9.1.1a***.

Cuando se tesan, en los dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento se presentan localmente grandes tensiones de tracción adelante y detrás del

(b) La zona general incluye la zona local y debe suponerse que sea la porción del elemento a través de la cual la fuerza concentrada de pretensado se transfiere al hormigón y se distribuye de una forma más uniforme a través de la sección.

dispositivo. Estas tensiones de tracción son inducidas por la incompatibilidad de las deformaciones adelante y detrás del dispositivo. Se debe tener en cuenta la región sombreada completa, como se muestra en la ***Figura C 25.9.1.1b*** en el diseño de la zona general.

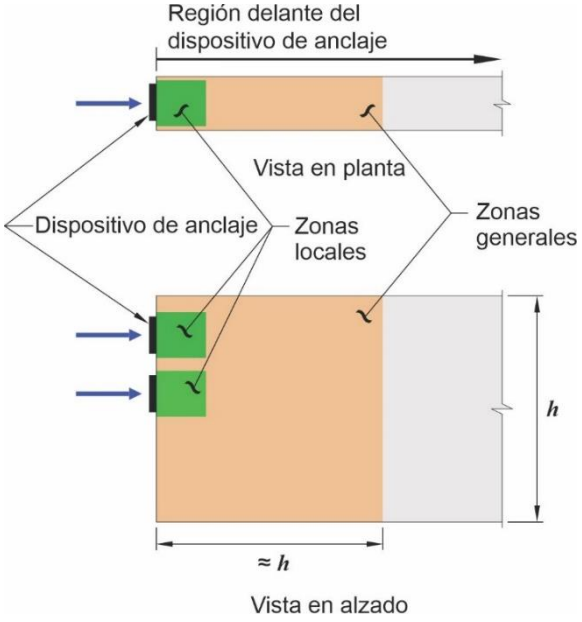


Figura C 25.9.1.1a. *Zonas locales y generales.*

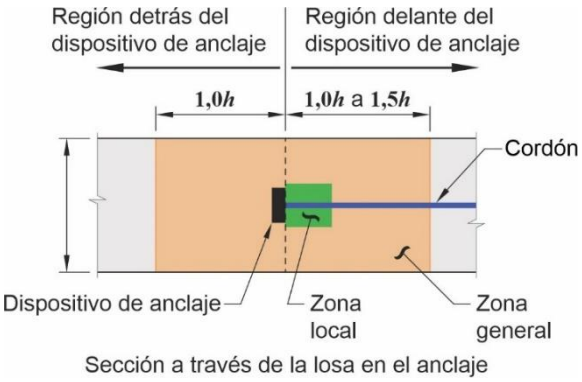


Figura C 25.9.1.1b. *Zonas locales y generales para un dispositivo de anclaje localizado lejos del extremo del elemento.*

25.9.1.2. La zona de anclaje local debe diseñarse de acuerdo con 25.9.3.

25.9.1.3. La zona de anclaje general debe diseñarse de acuerdo con 25.9.4.

25.9.1.4. La resistencia a la compresión del hormigón requerida en el momento del postensado debe especificarse como lo requiere 26.10.

25.9.1.5. La secuencia de tensionamiento (postensado) debe tenerse en cuenta en el proceso de diseño y especificarse de acuerdo con 26.10.

C 25.9.1.5. La secuencia de tensionamiento (postensado) de los dispositivos de anclaje puede tener un efecto significativo en las tensiones de la zona general. Por lo tanto, es importante considerar no solamente la etapa final de una secuencia de tensionamiento, con todos los cordones

ya tensados, sino también las etapas intermedias durante la construcción. Deberían tenerse en cuenta las fuerzas de estallido críticas causadas por cada una de las combinaciones de la secuencia de postesado de los cordones, así como por el grupo total de cordones.

25.9.2. Resistencia requerida

25.9.2.1. La fuerza de pretensado mayorada en el dispositivo de anclaje, P_{pu} , debe exceder el menor valor de (a) hasta (c), donde ***1,2*** es el factor de carga de 5.3.12:

(a) $1{,}2\ (0{,}94\ f_{py})A_{ps}$

(b) $1{,}2\ (0{,}80\ f_{pu})A_{ps}$

(c) La máxima fuerza en el gato designada por el suministrador de los dispositivos de anclaje, multiplicada por ***1,2***.

C 25.9.2. Resistencia requerida

C 25.9.2.1. La fuerza de pretensado mayorada es el producto del factor de carga y la máxima fuerza de pretensado permitida. Las máximas tensiones de tracción permitidas durante el gateo se definen en 20.3.2.5.1.

25.9.3. Zona local

25.9.3.1. El diseño de la zona local de anclajes de postesado debe cumplir los requisitos de (a), (b) o (c):

(a) Los dispositivos de anclaje de un solo cordón o barra de ***16 mm***, o de menor diámetro, deben cumplir con los requisitos de resistencia al aplastamiento y de la zona local.

(b) Los dispositivos de anclaje de varios cordones deben cumplir con los requisitos de resistencia al aplastamiento del ***Reglamento CIRSOC 802-2019***, artículo 5.10.9.7.2., excepto que el factor de carga debe cumplir con 5.3.12 y ϕ debe cumplir con 21.2.1.

(c) Los dispositivos de anclaje deben cumplir con los ensayos requeridos por el ***Reglamento CIRSOC 802-2019***, artículo 5.10.9.7.3.

C 25.9.3. Zona local

La zona local resiste tensiones locales muy elevadas producidas por el dispositivo de anclaje y las transfiere al resto de la zona de anclaje. El comportamiento de la zona local está fuertemente influido por las características específicas del dispositivo de anclaje y su armadura de confinamiento, y menos influido por la geometría y cargas de la estructura completa. Algunas veces no se puede completar el diseño de la zona local hasta que los dispositivos de anclaje específicos hayan sido seleccionados. Cuando se usan dispositivos especiales de anclaje, el proveedor de éstos debería suministrar la información respecto a ensayos que demuestren que el dispositivo puede considerarse satisfactorio, de acuerdo con los lineamientos del artículo 5.10.9.7.3 del ***Reglamento CIRSOC 802-2019***, y suministre información respecto a la forma de uso del dispositivo. Las principales consideraciones en el diseño de la zona local son los efectos del alto esfuerzo de aplastamiento y la idoneidad de la armadura de confinamiento para aumentar la capacidad del hormigón de resistir estos esfuerzos de aplastamiento.

25.9.3.2. Cuando se utilicen dispositivos de anclaje especiales, debe colocarse armadura de superficie adicionalmente a la armadura de confinamiento especificada para el dispositivo de anclaje.

25.9.3.2.1. La armadura de superficie adicional debe ser similar en configuración y al menos equivalente en cuantía volumétrica a cualquier armadura superficial suplementaria utilizada en los ensayos de aceptación del dispositivo de anclaje.

C 25.9.3.2.1. La armadura de superficie es la armadura colocada cerca de las superficies exteriores en la zona de anclaje para limitar el ancho y separación de las fisuras locales. La armadura en la zona general para otras acciones (tales como contracción y temperatura) puede usarse para cumplir con los requisitos de armadura de superficie suplementario. La determinación de la armadura de superficie suplementaria depende del dispositivo de anclaje usado y frecuentemente no puede determinarse hasta que los dispositivos de anclaje específicos hayan sido seleccionados.

25.9.4. Zona general

C 25.9.4. Zona general

Dentro de la zona general no es válida la hipótesis habitual de la teoría de vigas respecto a que las secciones planas permanecen planas. Las tensiones de tracción que pueden ser causadas por el dispositivo de anclaje de los cordones, incluyendo el estallido, descascaramiento y tracción en el borde, como se muestran en la ***Figura C 25.9.4***, deberían considerarse en el diseño. Además, las tensiones de compresión inmediatamente delante de la zona local deberían verificarse (***Figura C 25.9.1.1b***).

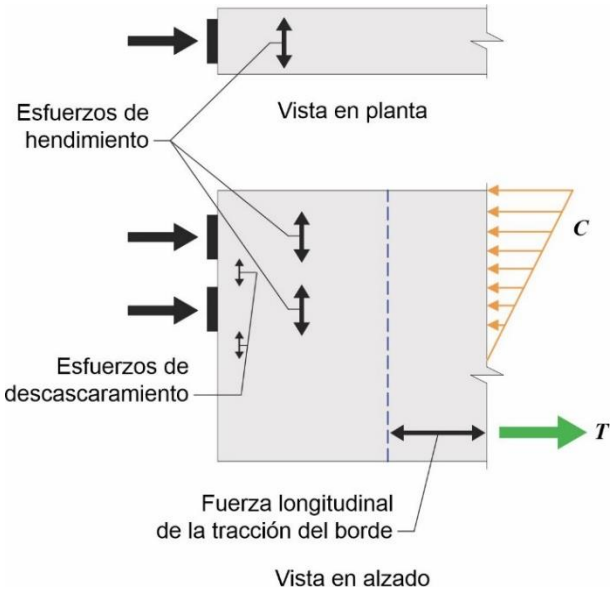


Figura C 25.9.4. *Regiones de tensiones de tracción dentro de la zona general.*

25.9.4.1. La extensión de la zona general es igual a la dimensión mayor de la sección transversal. En el caso de losas con anclajes o grupos de anclajes separados a lo largo del borde de la losa, la profundidad de la zona general debe tomarse igual a la separación de los anclajes.

C 25.9.4.1. La profundidad de la zona general en losas está definida en el artículo 5.10.9 del ***Reglamento CIRSOC 802-2019***, como la separación de los cordones (***Figura C 25.9.4.1***). Ver artículo 25.9.4.4.6 para anclajes de un solo cordón.

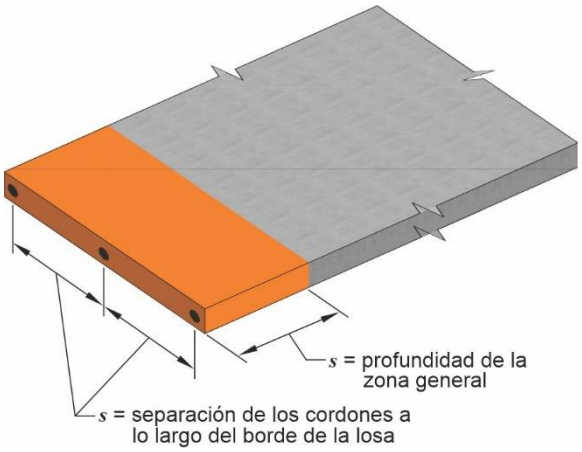


Figura C 25.9.4.1. *Dimensiones de la zona general en losa postesada.*

25.9.4.2. Para dispositivos de anclaje localizados lejos del extremo del elemento, la zona general debe incluir

C 25.9.4.2. Las dimensiones de la zona general para dispositivos de anclaje localizados lejos del extremo del elemento se definen en la ***Figura C 25.9.1.1b***.

las regiones perturbadas delante y detrás de los dispositivos de anclaje.

25.9.4.3. Análisis de las zonas generales

25.9.4.3.1. La zona general puede diseñarse por medio de los métodos (a) hasta (c):

(a) El método de puntal-tensor de acuerdo con el ***Capítulo 23***.

(b) Análisis lineal de tensiones, incluyendo elementos finitos o equivalente.

(c) Ecuaciones simplificadas del ***Reglamento CIRSOC 802-2019***, artículo 5.10.9.6, excepto cuando estén restringidas por 25.9.4.3.2.

El diseño de la zona general por otros métodos se permite, siempre y cuando los procedimientos específicos utilizados para diseñar resulten en una predicción de la resistencia que esté de acuerdo substancialmente con los resultados de ensayos de amplio alcance.

C 25.9.4.3. Análisis de las zonas generales

C 25.9.4.3.1. Los métodos de diseño incluyen los procedimientos para los cuales se han dado guías en el ***Reglamento CIRSOC 802-2019*** y Breen et al. (1994). Estos procedimientos han demostrado que llevan a predicciones conservadores de la resistencia cuando se comparan con los resultados de ensayos (Breen et al. 1994). El uso del método de puntal-tensor es especialmente útil para el diseño de la zona general (Breen et al., 1994). Para muchas aplicaciones de anclajes se pueden usar ecuaciones simplificadas basadas en el ***Reglamento CIRSOC 802-2019*** y Breen et al. (1994), en regiones donde hormigón masivo o sustancial rodea a los anclajes, con excepción de los casos indicados en 25.9.4.3.2.

Los valores de la magnitud de la fuerza de estallido, T_{burst}, y su distancia al centro de gravedad de la mayor superficie de apoyo del anclaje, d_{burst} , pueden ser estimados por las ecuaciones (C 25.9.4.3.1a) y (C 25.9.4.3.1b), respectivamente. Los términos de estas ecuaciones para una fuerza de pretensado con una pequeña excentricidad se muestran en la ***Figura C 25.9.4.3.1***. En la aplicación de estas ecuaciones se debería considerar la secuencia de puesta en tensión si hay más de un cordón presente.

$$T_{burst} = 0{,}25 \, \Sigma \, P_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h}\right) \qquad \text{(C 25.9.4.3.1a)}$$

$$d_{burst} = 0{,}5 \, (h - 2 \, e_{anc}) \qquad \text{(C 25.9.4.3.1b)}$$

donde ΣP_{pu} es la suma de las fuerzas P_{pu} de los cordones individuales, h_{anc} es la altura del dispositivo de anclaje o del grupo individual de dispositivos separados cerca en la dirección considerada y e_{anc} es la excentricidad (siempre positiva) del dispositivo o grupo separado cerca de dispositivos de anclaje con respecto al centro de gravedad de la sección transversal (ver la ***Figura C 25.9.4.3.1***).

Los dispositivos de anclaje deberían tratarse como cercanos si su separación centro a centro no excede ***1,5 veces*** el ancho del dispositivo en la dirección considerada.

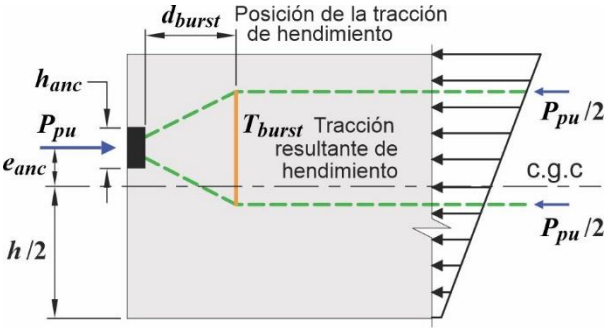


Figura C 25.9.4.3.1. *Definición de los términos usados para definir la zona general.*

25.9.4.3.2. Las ecuaciones simplificadas, tal como se permiten en 25.9.4.3.1(c), no deben utilizarse para

C 25.9.4.3.2. Las ecuaciones simplificadas del ***Reglamento CIRSOC 802-2019*** no son aplicables en algunas situaciones

diseñar la zona general cuando ocurra una de las situaciones enumeradas en (a) hasta (g):

(a) La sección del elemento no es rectangular.

(b) Existen discontinuidades en, o cerca de la zona general que causen desviaciones en la trayectoria del flujo de las fuerzas.

(c) La distancia mínima al borde es menor que 1,5 veces la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección.

(d) Se dispongan múltiples dispositivos de anclaje en una forma diferente a un grupo cercano.

(e) El centro de gravedad de los cordones está localizado por fuera del tercio central de la sección transversal.

(f) El ángulo de inclinación del cordón en la zona general sea menos de ***-5º*** con respecto al centro de gravedad del eje del elemento, tomando el ángulo como negativo si la fuerza de anclaje está dirigida hacia afuera del centro de gravedad de la sección.

(g) El ángulo de inclinación del cordón en la zona general es mayor de ***+20º*** con respecto al centro de gravedad del eje del elemento, tomando el ángulo como positivo si la fuerza de anclaje está dirigida hacia el centro de gravedad de la sección.

comunes que se enumeran en 25.9.4.3.2. En estos casos se requiere un análisis detallado. Además, en el postesado de secciones delgadas, secciones con alas, secciones irregulares, o cuando los cordones tienen una curvatura apreciable dentro de la zona general se requiere de procedimientos más generales tales como los del ***Reglamento CIRSOC 802-2019***, artículos 5.10.9.4 y 5.10.9.5. En el artículo 5.10.9.3.2 del ***Reglamento CIRSOC 802-2019*** se dan recomendaciones detalladas sobre los principios de diseño que se aplican a todos los métodos de diseño.

Los grupos de cordones de un cordón con dispositivos individuales de anclaje para cada cordón individual se usan a menudo en vigas. Si una viga tiene un dispositivo de anclaje único o un grupo único de dispositivos de anclaje cercanos, se permite el uso de ecuaciones simplificadas tales como aquellas que se dan en C 25.9.4.3.1, a menos que controle 25.9.4.3.2. Las condiciones más complejas se pueden diseñar mediante el uso del método puntal-tensor. En el ***Reglamento CIRSOC 802-2019*** y en Breen et al. (1994) se dan recomendaciones detalladas para el uso de dichos modelos.

25.9.4.3.3. Los efectos tridimensionales deben considerarse en el diseño y analizarse usando (a) o (b):

(a) Procedimiento de análisis tridimensional.

(b) Aproximadamente sumando los efectos en dos planos ortogonales.

C 25.9.4.3.3. Se incluyen disposiciones sobre los efectos tridimensionales con el objeto de alertar sobre los efectos perpendiculares al plano principal de los elementos tales como fuerzas de estallido en la dirección delgada de nervios y losas, los cuales deben tenerse en cuenta. En muchos casos estos efectos pueden determinarse independientemente para cada dirección, pero algunas aplicaciones requieren de un completo análisis tridimensional. (por ejemplo, los diafragmas para el anclaje de cordones externos).

25.9.4.4. Límites de la armadura

C 25.9.4.4. Límites de la armadura

25.9.4.4.1. La resistencia a la tracción del hormigón debe despreciarse en los cálculos de los requisitos de armadura.

25.9.4.4.2. Debe colocarse armadura en la zona general para resistir las fuerzas de estallido, descascaramiento y tracciones en el borde longitudinal producidas por los dispositivos de anclaje, según corresponda. Deben considerarse los efectos de cambios abruptos de la sección y la secuencia de puesta en tensión.

C 25.9.4.4.2. En algunos casos, los requisitos de la armadura no pueden determinarse hasta tanto se seleccionen los cordones y dispositivos de anclaje específicos. Las responsabilidades del diseño y su aprobación deberían estar claramente asignadas en los documentos de construcción.

Los cambios abruptos en la sección pueden causar desviaciones significativas en las trayectorias de las fuerzas. Estas desviaciones pueden aumentar apreciablemente las fuerzas de tracción, como se muestra en la ***Figura C 25.9.4.4.2***.

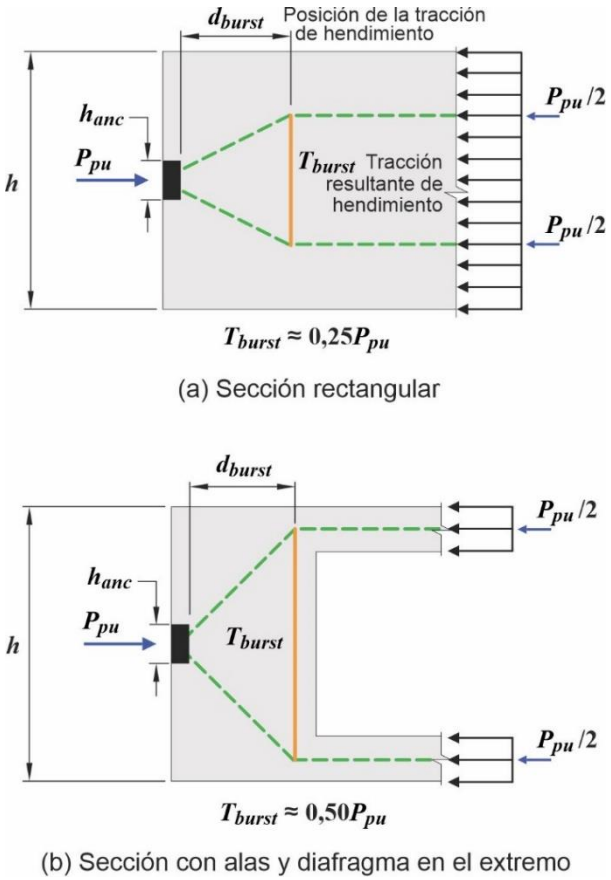


Figura C 25.9.4.4.2. *Efecto de los cambios de la sección transversal.*

25.9.4.4.3. Para dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento, debe colocarse armadura adherida para transferir al menos $\mathbf{0{,}35}\boldsymbol{P_{pu}}$ a la sección de hormigón detrás del anclaje. Esta armadura debe colocarse en forma simétrica alrededor del dispositivo de anclaje y debe estar totalmente anclada tanto atrás como adelante del dispositivo de anclaje.

C 25.9.4.4.3. Cuando los dispositivos de anclaje están ubicados lejos del extremo del elemento, las tensiones locales de tracción se generan detrás de estos anclajes (Ver la ***Figura C 25.9.1.1b***) debido a la compatibilidad de deformaciones delante y atrás de los anclajes. Se requiere armadura adherida de vinculación paralela al cordón en la vecindad inmediata del anclaje para limitar la fisuración detrás del anclaje. El requisito de $\mathbf{0{,}35}\boldsymbol{P_{pu}}$ se dedujo utilizando ***25 %*** de la fuerza de pretensado no mayorada resistida por la armadura trabajando a $\mathbf{0{,}6}\boldsymbol{f_y}$ con un factor de carga de ***1,2***. Por lo tanto, la tensión de fluencia especificada de la armadura en su totalidad, $\boldsymbol{f_y}$, debería utilizarse para calcular la capacidad que se disponga.

25.9.4.4.4. Si los cordones están curvados en la zona general, la armadura adherida debe resistir las fuerzas radiales y de hendimiento, excepto para monocordones en losas o donde el análisis muestre que la armadura no es necesaria.

25.9.4.4.5. Debe colocarse armadura con una resistencia nominal a tracción igual a ***2 %*** de la fuerza de pretensado mayorada en direcciones ortogonales paralelas a la cara cargada de la zona de anclaje para limitar el hendimiento, excepto para monocordones en losas o donde el análisis muestre que la armadura no es necesaria.

C 25.9.4.4.5. La fuerza en los cordones que causa el estallido para la cual el centro de gravedad está localizado dentro del tercio central de la sección puede estimarse como el ***2 %*** de la fuerza total de pretensado, excepto para dispositivos de anclaje múltiples con separación centro a centro mayor que ***0,4 veces*** la altura de la sección.

25.9.4.4.6. En los dispositivos de anclaje para cordones de ***12,7 mm*** de diámetro o menores en losas de hormigón de peso normal, se debe disponer armadura mínima en la zona de anclaje que cumpla con los requisitos de (a) y (b), a menos que un análisis detallado que cumpla con lo indicado en 25.9.4.3 demuestre que tal armadura no es necesaria.

(a) Se deben disponer, dentro de la zona local, dos barras horizontales no menores de d_b **= 12 mm** paralelas al borde de la losa y adelante de la cara de apoyo del dispositivo de anclaje. Se permite que dichas barras estén en contacto con la cara de apoyo del dispositivo de anclaje, el centro de las barras debe estar a no más de ***100 mm*** adelante de la superficie de apoyo del dispositivo y dichas barras deben extenderse, al menos, ***150 mm*** a cada lado de los bordes exteriores del dispositivo.

(b) Si la separación, centro a centro, de los dispositivos de anclaje es de ***300 mm*** o menos, los dispositivos de anclaje se deben considerar como agrupados. Por cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deben aportar al menos $n + 1$ barras en horquilla o estribos cerrados al menos d_{be} **= 10 mm** , donde n es la cantidad de dispositivos de anclaje. Debe colocarse una barra en horquilla o estribo entre cada dispositivo de anclaje y uno a cada lado del grupo. Las barras en horquilla o estribos deben colocarse con las ramas horizontales extendiéndose dentro de la losa perpendicularmente al borde. La línea central de las ramas verticales de barras en horquilla o la rama vertical de los estribos más cercanos al dispositivo de anclaje deben colocarse desde $3h/8$ hasta $h/2$ adelante de los dispositivos de anclaje. Las barras en horquilla o estribos deben detallarse de acuerdo con 25.7.1.1 y 25.7.1.2.

C 25.9.4.4.6. Los requisitos mínimos de armadura de la zona de anclaje para los monocordones en losas están basados en las recomendaciones de Breen et. al. (1994) y confirmadas con base al análisis de otros resultados de ensayos de Roberts-Wollmann and Wollmann (2008). En la ***Figura C 25.9.4.4.6*** se muestran detalles típicos. Para losas con espesor no mayor de ***200 mm***, con grupos de anclajes que requieran horquillas, las barras paralelas a la cara cargada pueden cumplir con 25.9.4.4.6(a) y también proveer anclaje a las barras en horquilla. Losas más gruesas requieren dos barras debido a 25.9.4.4.6(a) y dos barras adicionales para proveer anclaje a las horquillas de acuerdo con 25.7.1.2. En donde sea posible, las barras horizontales paralelas al borde requeridas en 25.9.4.4.6(a) deberían ser continuas.

Los ensayos en los que se basaron las recomendaciones de Breen et. al. (1994) se limitaron a dispositivos de anclaje para cordones no adheridos de ***12,7 mm*** de diámetro y ***1860 MPa***, en elementos de hormigón de peso normal. Para los dispositivos de anclaje de cordones mayores o para uso en losas de hormigón liviano, se recomienda que la cantidad y separación de la armadura deberían ser ajustados en forma conservadora para tomar en cuenta la mayor fuerza de anclaje y la menor resistencia a tracción por hendimiento del hormigón liviano (para mayor información consultar el ACI 423.3R, hasta tanto se emita un documento al respecto).

El código ACI 423.3R y Breen et. al. (1994), recomiendan que se coloquen también barras en horquilla para anclajes situados dentro de ***300 mm*** de las esquinas de la losa con el objeto de resistir las fuerzas de tracción de borde. Las palabras “adelante de” en 25.9.4.4.6 tienen el significado que se muestra en la ***Figura C 25.9.1.1b***.

Los requisitos de 25.9.4 deben cumplirse en los casos en que se usen dispositivos de anclaje de varios cordones.

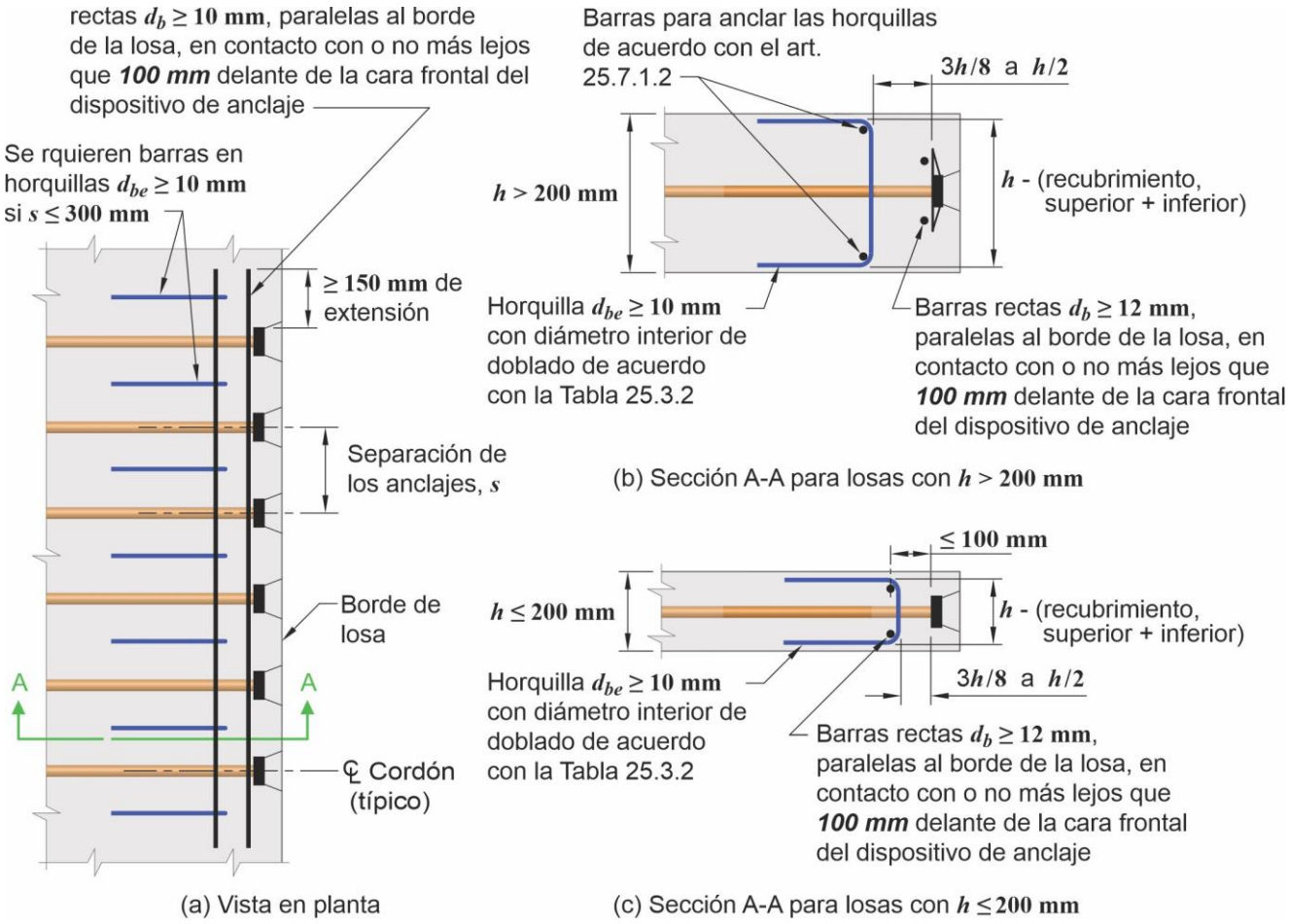


Figura C 25.9.4.4.6. *Armadura de la zona de anclaje para grupos de cordones de 12,7 mm, o menos, en losas (no se muestran otras armaduras).*

25.9.4.5. Tensiones límites en las zonas generales

25.9.4.5.1. La máxima tensión de tracción de cálculo, al nivel de resistencia nominal, no debe exceder los límites dados en la ***Tabla 25.9.4.5.1***.

Tabla 25.9.4.5.1. Tensión máxima de tracción de cálculo en la armadura

Tipo de Armadura	Tensión máxima de tracción (MPa)
Armadura no pretensada	f_y
Armadura pretensada adherente	f_{py}
Armadura pretensada no adherente	f_{se} + 70

25.9.4.5.2. La tensión a compresión en el hormigón al nivel de resistencia nominal no debe exceder $0{,}7\lambda f'_{ci}$, donde λ se define en 19.2.4.

C 25.9.4.5. Tensiones límites en las zonas generales

C 25.9.4.5.1. El valor de la máxima tensión de tracción de cálculo, de la armadura de pretensado adherida, se limita a la resistencia a la fluencia de la armadura de pretensado debido a que la ecuación (20.3.2.3.1) puede no ser utilizable en estas aplicaciones que no son de flexión. El valor para la armadura de pretensado no adherido se basa en 20.3.2.4.1, pero está limitado para estas aplicaciones de longitud corta que no son de flexión.

C 25.9.4.5.2. Se espera alguna deformación inelástica dentro de las zonas generales debido a que el diseño está basado en un enfoque de resistencia. A menos que se demuestre con ensayos, el factor λ para hormigón liviano debería aplicarse para reflejar su menor resistencia a la tracción, que es un factor indirecto limitante de las tensiones a compresión, asimismo, la mayor dispersión y fragilidad

mostrada en algunos hormigones livianos en los ensayos de zonas de anclaje.

25.9.4.5.3. Si el hormigón está confinado por zunchos en espiral o estribos cerrados de confinamiento, y el efecto de la armadura de confinamiento está documentado por medio de ensayos o análisis, se permite utilizar un valor mayor de la tensión de compresión en el hormigón al calcular la resistencia nominal de la zona general.

C 25.9.4.5.3. En hormigón adecuadamente confinado, la tensión de compresión efectiva puede aumentarse (Breen et al., 1994). Los resultados de los ensayos presentados en Breen et al. (1994), indican que la tensión de compresión inducida por el pretensado auxiliar aplicado perpendicularmente al eje de los cordones principales puede ser efectivo para aumentar la resistencia de la zona de anclaje.

25.9.4.5.4. La armadura de pretensado no debe tesarse hasta tanto la resistencia del hormigón, determinada por medio de ensayos de probetas cilíndricas curadas de una manera igual que el elemento, sea al menos de ***20 MPa*** para cordones y barras individuales, o al menos ***30 MPa*** para cables con múltiples cordones, a menos que se cumpla con 25.9.4.5.5.

C 25.9.4.5.4. Para limitar la fisuración temprana por contracción, los monocordones algunas veces se tensionan a una resistencia del hormigón menor de ***20 MPa***. En estos casos, se utilizan, ya sea anclajes para cordones de mayor tamaño o los cordones se tensionan por etapas, usualmente a niveles de un tercio hasta un medio de la fuerza final de pretensado, como lo permite 25.9.4.5.5.

25.9.4.5.5. No hay necesidad de cumplir con los requisitos de 25.9.4.5.4 si se cumple con (a) o (b):

(a) Se utilizan dispositivos de anclaje más grandes para compensar la menor resistencia a compresión del hormigón.

(b) La armadura de pretensado no se tensiona a un esfuerzo mayor que el ***50 %*** de la fuerza final de pretensado.

25.9.5. Detalles de armado

25.9.5.1. En la selección del diámetro de la armadura, separación, recubrimiento y otros detalles para las zonas de anclaje deben tenerse en cuenta las tolerancias de fabricación y colocación de la armadura, el tamaño del agregado y la adecuada colocación y compactación del hormigón.

CAPÍTULO 26. DOCUMENTOS DE CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN

26.1. ALCANCE

Este capítulo establece los requisitos mínimos sobre la información que debe ser incluida en los documentos del Proyecto y/o en las especificaciones técnicas, destinados a la construcción de la estructura, en adelante denominados Documentos para la Construcción. Los requisitos deben contener la información desarrollada en el diseño estructural que debe ser transmitida al Contratista, disposiciones que lo orienten sobre la calidad especificada y los requisitos relacionados con la inspección necesaria para verificar que la Construcción se realiza de acuerdo con lo establecido en el Proyecto.

Este capítulo está dirigido al Proyectista o Diseñador Estructural, responsable de incorporar en los Documentos para la Construcción, todas las indicaciones sobre el diseño y la construcción necesarios para que el Contratista pueda realizar el Proyecto y cumplir con este Reglamento.

Este capítulo contiene requisitos de información que debe ser incluida en los Documentos para la Construcción; sin embargo, el listado no es taxativo y el Comitente o la Autoridad Fiscalizadora puede requerir la aplicación de temas adicionales.

26.1.1. Este capítulo incluye los temas mencionados en los apartados (a) hasta (c), los cuales se desarrollan en los artículos siguientes.

(a) Información sobre el diseño, que el Proyectista o Diseñador Estructural debe incluir en los Documentos para la Construcción, si corresponde.

(b) Criterios de conformidad, que el Proyectista o Diseñador Estructural debe especificar en los Documentos para la Construcción, si corresponde.

(c) Los requisitos de inspección, que el Proyectista o Diseñador Estructural debe especificar en los Documentos para la Construcción, si corresponde.

C 26.1. ALCANCE

El ***Capítulo 26*** se encuentra organizado de la siguiente manera:

Artículo	Cobertura
26.1	Alcance
26.2	Criterio de proyecto
26.3	Información sobre los elementos estructurales
26.4	Requisitos para los materiales y mezclas de hormigón
26.5	Elaboración y colocación del hormigón
26.6	Materiales de armadura y requisitos de construcción
26.7	Anclaje al hormigón
26.8	Cañerías empotradas
26.9	Requisitos adicionales para hormigón prefabricado
26.10	Requisitos adicionales para hormigón pretensado
26.11	Cimbras y encofrados
26.12	Evaluación y aceptación del hormigón endurecido
26.13	Inspección

C 26.1.1(a) y (b). Para mayor información referirse al artículo 1.7 de este Reglamento.

Excepto los requisitos para inspección del artículo 26.13, los requisitos de este capítulo están ordenados según los correspondientes al diseño y a los criterios de conformidad.

La información sobre el diseño es específica para el proyecto y se desarrolla durante el proceso de diseño estructural. Describe las bases del diseño o da información relacionada con la construcción del proyecto. Sólo es conveniente incluir la información de diseño necesaria para la construcción.

Los criterios de conformidad son disposiciones generales que permiten lograr un nivel de calidad mínimo aceptable para la construcción del Proyecto.

C 26.1.1(c). El artículo 26.13 presenta los requisitos para la inspección que deben complementarse con los establecidos en el ***Reglamento CIRSOC 200-2023***. Estos requisitos de inspección pretenden lograr que la obra cumpla con los Documentos para la Construcción.

Los requisitos de inspección de la jurisdicción del emplazamiento de la obra o del ***Reglamento CIRSOC 200-2023*** tienen prioridad sobre aquellos incluidos en este

capítulo.

26.2. CRITERIO DE PROYECTO

C 26.2. CRITERIO DE PROYECTO

Se deben incluir en los Documentos del Proyecto:

26.2.1. Información sobre el diseño

C 26.2.1. Información sobre el diseño

(a) Nombre y año de publicación del Reglamento, de los Códigos de construcción y los suplementos, si existieran, de acuerdo con los cuales está hecho el diseño.

C 26.2.1(a) y (b). En los Documentos para la Construcción, se debe hacer referencia a la versión aplicable de los documentos por medio de los cuales se realizó el Proyecto, incluyendo información esencial sobre cargas, tales como cargas gravitatorias y laterales.

(b) Cargas utilizadas en el diseño.

(c) Trabajos de proyecto delegados al contratista, incluyendo los criterios de diseño aplicables.

C 26.2.1(c). Ejemplos de los criterios de diseño incluyen dimensiones, cargas y otras hipótesis utilizadas durante el diseño que puedan afectar la parte delegada del trabajo.

26.2.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) El trabajo de proyecto delegado al contratista debe ser realizado por un ingeniero o profesional habilitado.

(b) El ingeniero o profesional habilitado contratado por el contratista, en base a los documentos que identifican la parte del trabajo de diseño asignada, debe elaborar diseños que sean compatibles con los Documentos para la Construcción y los criterios de diseño requeridos por el Proyectista o Diseñador Estructural a cargo del trabajo de diseño.

(c) El contratista debe remitir la información necesaria al Proyectista o Diseñador Estructural para que pueda confirmar que el ingeniero o profesional habilitado cumplió con los documentos que identifican la parte del trabajo de diseño asignada.

26.3. INFORMACIÓN SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

C 26.3. INFORMACIÓN SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se deben incluir en los Documentos del Proyecto:

26.3.1. Información sobre el diseño

C 26.3.1. Información sobre el diseño

(a) Dimensiones del elemento, localización y tolerancias relacionadas.
Deben incluirse en los Documentos para la Construcción las tolerancias particulares que sean más restrictivas que las establecidas en los reglamentos y especificaciones de aplicación al Proyecto.

C 26.3.1(a). Las tolerancias de construcción para las dimensiones y localización del elemento pueden ser incorporadas en los Documentos para la Construcción.

(b) Elementos que se deben construir utilizando hormigón proyectado.

(c) Identificar los elementos estructurales para los cuales se requieren ensayos del módulo de elasticidad de las mezclas de hormigón.

26.3.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) El uso de hormigón proyectado en elementos estructurales no requeridos, podrá ser permitido por el Director de Obra en acuerdo con el Proyectista si ello está habilitado en los documentos del proyecto.

C 26.3.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.3.2(a). Si el contratista remite una petición para utilizar hormigón proyectado en partes de la estructura, se recomienda que el Proyectista o Diseñador Estructural le haga saber al contratista que la propuesta debe tener en cuenta las disposiciones que rigen el hormigón proyectado enumeradas en C 4.2.1.1.

26.4. REQUISITOS PARA LOS MATERIALES Y MEZCLAS DE HORMIGÓN

C 26.4. REQUISITOS PARA LOS MATERIALES Y MEZCLAS DE HORMIGÓN

26.4.1. Materiales del hormigón

C 26.4.1. Materiales del hormigón

26.4.1.1. Materiales cementicios

Los materiales cementicios deben cumplir con lo establecido en el ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

26.4.1.2. Agregados

Los agregados deben cumplir con:

- lo establecido en el artículo 3.2 del ***CIRSOC 200-2023*** y en el ***Capítulo 19*** de este Reglamento.
- En el caso de hormigones con agregados reciclados, con lo establecido en el artículo 9.7 del ***CIRSOC 200-2023***.
- En el caso de hormigón proyectado, con lo establecido en el artículo 9.4 del ***CIRSOC 200-2023***

26.4.1.3. Adiciones minerales

Las adiciones minerales deben cumplir con:

- Lo establecido en el artículo 3.5 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.
- En el caso de hormigones autocompactable, con lo establecido en el artículo 9.2 del ***CIRSOC 200-2023***.
- En el caso de hormigón proyectado, con lo establecido en el artículo 9.4 del ***CIRSOC 200-2023***.

26.4.1.4. Agua

El agua debe cumplir con lo establecido en el artículo 3.3 del ***CIRSOC 200-2023***.

C 26.4.1.3. Adiciones minerales

C 26.4.1.3. En el caso particular de los fillers minerales, ellos son materiales de origen pétreo finamente molidos que pueden ser utilizados en hormigón autocompactante o en cualquier mezcla de hormigón para mejorar las propiedades del hormigón fresco o endurecido optimizando el empaquetamiento de las partículas. Ver artículo 3.5.1.2 del ***CIRSOC 200-2023***.

26.4.1.5. Aditivos

26.4.1.5.1. Requisitos de construcción a cumplir:

(a) Los aditivos deben cumplir con:

(1) lo establecido en el artículo 3.4 del ***CIRSOC 200-2023***.

(2) lo establecido en el artículo 10.4.3 del ***CIRSOC 200-2023*** para inyección de vainas.

(3) lo establecido en el artículo 9.6 del ***CIRSOC 200-2023*** para hormigones con agregados expansivos.

(4) lo establecido en el artículo 9.2 del ***CIRSOC 200-2023*** para hormigón autocompactable.

(b) Los aditivos que no cumplen con las especificaciones de 26.4.1.5.1(a) deben someterse a la aprobación previa del Proyectista o Diseñador Estructural.

C 26.4.1.5. Aditivos

(4) También se puede consultar el código ACI 237R, que específica una guía para hormigón autocompactable.

26.4.1.6. Refuerzo de fibras de acero

26.4.1.6.1. Las fibras de acero, usadas para resistencia al corte, deben cumplir con (1) y (2):

(1) Debe ser conformado y cumplir con lo establecido en el artículo 3.7 y en el artículo 9.3 del ***CIRSOC 200-2023***.

(2) Deben tener una relación entre longitud y diámetro no menor a ***50*** ni mayor de ***100***.

C 26.4.1.6. Refuerzo de fibras de acero

C 26.4.1.6.1. El conformado en las fibras de acero mejoran su anclaje mecánico al hormigón. Los límites para la relación entre longitud y diámetro de la fibra se basan en los datos disponibles de ensayos realizados (Parra-Montesinos, 2006). Debido a que no se dispone de datos sobre el potencial de problemas de corrosión causados por acción galvánica, no es recomendable el uso de fibras conformadas de acero en elementos armados con barras de acero inoxidable o galvanizado.

26.4.2. Requisitos para las mezclas de hormigón

C 26.4.2. Requisitos para las mezclas de hormigón

Para mayor información, referirse al artículo 4.1 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

26.4.2.1. Requisitos vinculados con el diseño

(a) Deben cumplirse los requisitos del (1) al (13) para cada mezcla de hormigón, con base en las clases de exposición asignadas o el diseño de los elementos:

(1) Resistencia mínima especificada a la compresión del hormigón, f'_c .

(2) El módulo de elasticidad mínimo del hormigón, E_c , si se especifica de acuerdo con 19.2.2.2.

(3) La edad de los ensayos, si es diferente de 28 días, para demostrar el cumplimiento de f'_c y E_c , si se especifica.

(4) Relación máxima ***a/mc*** aplicable a la clase de exposición de durabilidad asignada más

26.4.2.1. Requisitos vinculados con el diseño

C 26.4.2.1(a). Los requisitos para cada mezcla de hormigón usada en el proyecto deben ser especificados en los Documentos para la Construcción. Estos se determinan a partir de los requisitos aplicables por resistencia del hormigón del artículo 19.2 y de los requisitos por durabilidad del artículo 19.3. Deben especificarse los requisitos más restrictivos.

C 26.4.2.1(a)(4). De acuerdo con la ***Tabla 19.3.5*** la relación **a/*mc*** se basa en todos los materiales cementantes y

restrictiva del artículo 19.3.6.

(5) El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe exceder al menor de (i), (ii) y (iii):

(i) ***1/5*** de la menor separación entre los lados de los encofrados;

(ii) ***1/3*** del espesor de las losas;

(iii) ***3/4*** de la separación mínima libre especificada entre las barras o alambres individuales de armadura, paquetes de barras, armadura pretensada, cordones individuales, paquetes de cordones, o vainas.

Estas limitaciones se pueden omitir si, a juicio del Proyectista o Diseñador Estructural, la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el hormigón se puede colocar sin la formación de nidos de abeja o vacíos.

(6) El contenido de aire requerido para los Tipos de Exposición ***C1*** y ***C2***, indicados en el artículo 2.2.12 del ***CIRSOC 200-2023*** y en el 19.3.12 de este Reglamento.

(7) Para elementos asignados a la Clase de Exposición ***C2***, se deben cumplir con los límites de adiciones de la ***Tabla 26.4.2.2(b)***.

(8) Para elementos asignados a las Clases de Exposición ***Q1***, ***Q2*** y ***Q3***, se debe indicar que las adiciones minerales derivadas de carbonatos están prohibidas a menos que las apruebe el Proyectista o Diseñador Estructural.

(9) Las exigencias sobre material cementicio y adiciones, establecidas por durabilidad en el ***Capítulo 19***.

(10) Densidad de equilibrio para hormigón liviano.

(11) Requisitos para remitir la fracción volumétrica de agregado en mezclas de hormigón liviano si se utiliza la ***Tabla 19.2.4.1(b)*** para determinar el valor de λ utilizado en diseño.

adiciones en la mezcla de hormigón.

C 26.4.2.1(a)(5). Las limitaciones al tamaño de los agregados se incluyen con el fin de facilitar la colocación del hormigón alrededor de la armadura y para minimizar los nidos de abeja causados por armadura colocada muy cerca. La intención del Reglamento es que el Proyectista o Diseñador Estructural seleccione el tamaño máximo nominal adecuado del agregado y que incluya este valor en los Documentos para la Construcción para cada mezcla de hormigón. Debido a que el tamaño máximo nominal del agregado puede influir en las propiedades del hormigón, por ejemplo, en la contracción y además en el costo del hormigón, se permite el mayor tamaño del agregado que sea congruente con los requisitos de 26.4.2.1. El aumento del tamaño del agregado sólo produce una disminución de la contracción si existe una reducción correspondiente en el volumen de la pasta de cemento.

C 26.4.2.1(a)(8). Si hay elementos de hormigón asignados a las Clases de Exposición ***Q1***, ***Q2*** y ***Q3***, la utilización de adiciones minerales derivadas de carbonatos en mezclas de hormigón puede resultar en una forma de ataque por sulfatos.

C 26.4.2.1(a)(10 y 11). La densidad de equilibrio es un estimativo de la densidad del hormigón liviano suponiendo algún grado de secado posterior a la construcción inicial. La densidad de equilibrio del hormigón liviano se determina de acuerdo con la norma ***IRAM 1562:2012***. La aceptación del hormigón liviano en el momento del despacho se basa en una densidad del hormigón fresco determinada por el suministrador del hormigón que ha sido correlacionada con la densidad de equilibrio. El intervalo de densidades del hormigón fresco puede variar debido a variaciones en la humedad y el contenido de aire incorporado, la dosificación de la mezcla y el tipo de agregado liviano, deberían ser considerados cuando se establezca la densidad del hormigón fresco que resulte en la densidad de equilibrio requerida. La aceptación del hormigón liviano con base en la densidad y la resistencia es necesaria porque el valor de λ y el peso propio utilizado en el diseño son función de la densidad de equilibrio.

(12) Requisitos para las mezclas de hormigón, reforzado con fibras de acero, si se utilizan para resistencia a corte de acuerdo con 9.6.3.1.

C 26.4.2.1(a)(12). Cuando las fibras de acero se usan para resistencia al corte, existen requisitos específicos para el hormigón reforzado con fibras de acero: 26.4.1.6.1 contiene los requisitos para las fibras, 26.4.2.2(d) presenta los requisitos mínimos para la dosificación y 26.12.7.1(a) da los criterios de aceptación.

Para aplicaciones estructurales, el Reglamento sólo trata el uso de fibras discontinuas de acero conformado para resistencia a corte. Para otros tipos de aplicación estructural donde se desea usar fibras discontinuas de acero conformado, el artículo 1.4 describe el procedimiento para su aprobación. Además, existen aplicaciones no estructurales o fines funcionales donde se usan fibras discontinuas de acero conformado en el hormigón. Las disposiciones de este Reglamento que tratan sobre el uso de fibras de acero para resistencia al corte no se incluyeron para ser utilizadas en aplicaciones no estructurales.

(13) Para hormigón proyectado, el tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe exceder ***13 mm***.

(b) Los tipos de exposición de los distintos elementos estructurales.

C 26.4.2.1(b). Los requisitos de durabilidad para el hormigón se basan en la clasificación de los tipos de exposición de los elementos como se expresa en 19.3. En consecuencia, los tipos de exposición aplicable a los elementos establecen la base de los requisitos para las mezclas de hormigón. El artículo 19.3.4 exige que el Proyectista o Diseñador Estructural asigne las clases de exposición para los diferentes elementos de la estructura. Las mezclas de hormigón deben especificarse de acuerdo a ello.

(c) Resistencia requerida a la compresión del hormigón a las edades o etapas de construcción, para las cuales el profesional habilitado diseñó cada parte de la estructura.

C 26.4.2.1(c). Cuando los requisitos del diseño o construcción establecen que la resistencia del hormigón colocado in situ debe lograrse a edades o etapas de construcción específicas, estos requisitos deberían quedar explícitamente establecidos en los Documentos para la Construcción. Las etapas de construcción típicas en que debe especificarse la resistencia a la compresión del hormigón incluyen el desencofrado y el retiro de puntales. Además, se debería especificar la resistencia a la compresión del hormigón para: 1) el hormigón postesado colocado in situ en el momento de la aplicación del postensado; 2) el hormigón prefabricado al retirarlo de los encofrados y durante el manejo, traslado, y montaje; y 3) el hormigón pretensado, prefabricado en el momento de la transferencia del pretensado, al desencofrar y durante el manejo, traslado, y montaje.

Para las partes de la estructura que no estén diseñadas por el Proyectista o Diseñador Estructural, ver artículo 26.4.2.2(a).

26.4.2.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.4.2.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) La resistencia requerida a la compresión del hormigón a las edades o etapas de construcción designadas, para las partes de la estructura que no fueron diseñadas por el Proyectista o

Diseñador Estructural, deben ser presentada al Director de Obra para su revisión.

(b) Para los elementos identificados en los Documentos para la Construcción como sometidos a ciclos de congelamiento y deshielo y a la aplicación de químicos descongelantes, las adiciones cenizas volante y puzolanas naturales, humo de sílice y cemento de escoria no deben exceder los máximos porcentajes permitidos en la ***Tabla 26.4.2.2(b)*** y deben cumplir con (1) y (2).

(1) Las adiciones cenizas volante y puzolanas naturales, humo de sílice y cemento de escoria, utilizados en la fabricación de los cementos deben incluirse en la determinación del cumplimiento de los límites de la ***Tabla 26.4.2.2(b)***.

(2) Se deben cumplir los límites individuales de la ***Tabla 26.4.2.2(b)*** independientemente de la cantidad de materiales cementantes presentes en una mezcla de hormigón.

C 26.4.2.2(b). Estos límites de los materiales cementantes suplementarios son aplicables a mezclas de hormigón para elementos asignados a la exposición tipo ***C1*** y ***C2***.

Tabla 26.4.2.2(b). Límites de las adiciones minerales en los hormigones sometidos a la exposición tipo *C1* y *C2*.

Materiales cementantes suplementarios	Porcentaje máximo del total de materiales cementantes en masa
Cenizas volantes o puzolanas naturales	25
Escoria	50
Humo de sílice	10
Total de cenizas volantes o puzolanas naturales y humo de sílice	35
Total de cenizas volantes o puzolanas naturales, cemento de escoria y humo de sílice	50

(c) Para mezclas de hormigón destinadas a elementos identificados en los Documentos para la Construcción como expuestos a sulfatos (Exposiciones ***Q1***, ***Q2*** y ***Q3***), se deben usar los materiales cementicios especificados en 26.4.2.1(a)(9).

C 26.4.2.2(c). Los requisitos para las mezclas de la Categoría de Exposición ***Q1***, ***Q2*** y ***Q3*** se encuentran en 19.3.2.1.

(d) Para hormigón identificado como expuesto al agua en servicio, debe remitirse evidencia que la mezcla de hormigón cumple con (1) y (2):

(1) Agregados que no son reactivos álcali-silicio o se han establecido medidas para mitigar la reactividad álcali-silicio.

C 26.4.2.2(d). La documentación de que el potencial para RAA ha sido evaluado puede ser dada por el suministrador del hormigón. La norma ***IRAM 1674:1997*** da métodos y criterios para determinar la reactividad de los agregados y guías respecto a la reducción del riesgo de reacciones nocivas álcali-agregados en el hormigón.

(2) Los agregados no son reactivos a álcali-carbonatos.

(e) Cumplimiento con los límites de contenido especificado de ion cloruro debe ser demostrado por (1) ó (2):

(1) Cálculo de contenido total de ion cloruro de la mezcla de hormigón en base al contenido total medido del ion cloruro de los materiales del hormigón y la dosificación de la mezcla de hormigón.

C 26.4.2.2(e)(1). Es una práctica común para determinar el contenido total de ion cloruro de una dosificación propuesta de hormigón a ser evaluada combinando el contenido total de ion cloruro de los materiales del hormigón con base en la dosificación de la mezcla. El contenido total de ion cloruro de los materiales cementantes y del agua de la mezcla puede determinarse por medio de la norma ***IRAM 1504:1986, +Fe de Erratas Nº1:1988, Nº2:1990 y Nº3:1997, +Modificación Nº1:2010, +Modificación Nº2:2012***.

El contenido total de ion cloruro de los agregados puede determinarse de una muestra de agregados preparada como se especifica para muestras de hormigón y ensayarla de acuerdo con ***IRAM 1857:2000***. El contenido total de ion cloruro de los aditivos lo informa su suministrador. El cálculo del contenido total de ion cloruro determinado de esta manera es conservador. Si el contenido total de ion cloruro calculado de esta manera excede los límites de la ***Tabla 19.3.5***, los materiales del hormigón pueden ajustarse hasta que se logre su cumplimiento, o el contenido de ion cloruro soluble en agua puede determinarse por medio de 26.4.2.2(e)(2).

(2) Determinar el contenido de ion cloruro soluble en agua del hormigón endurecido de acuerdo con la norma ***IRAM 1857:2000*** a una edad entre ***28*** y ***42 días***.

C 26.4.2.2(e)(2). Esta opción tiene como objetivo determinar el contenido de ion cloruro soluble en agua en el hormigón endurecido por medio de la norma ***IRAM 1857:2000*** y constituye una alternativa a 26.4.2.2(e)(1) si el contenido total de ion cloruro calculado de acuerdo con 26.4.2.2(e)(1) excede los límites de la ***Tabla 19.3.5***. El contenido de ion cloruro presente en el agua de la solución en los poros afecta la corrosión de la armadura o de los metales empotrados. Para estimar el contenido de ion cloruro soluble en agua en el hormigón que pueda afectar la corrosión, se utiliza la norma ***IRAM 1857:2000*** después de un período de hidratación. Los cloruros en algunos materiales, como los agregados, no están presentes como cloruros solubles en agua. Aún más, algunos cloruros inicialmente en solución se adhieren por hidratación a los materiales cementantes. Los cloruros que no son solubles en agua no se consideran que aceleren la corrosión de metales empotrados.

(f) Para hormigón pretensado, se prohíben los aditivos que contengan cloruro de calcio.

(g) Para hormigón colocado sobre o contra encofrados permanentes de acero galvanizado, el máximo contenido de ion cloruro soluble en agua debe ser ***0,30 %*** en masa de los materiales cementantes a menos que se especifique un límite más estricto para el elemento.

C 26.4.2.2(g). El contratista puede elegir una opción de construcción que no está dentro de los Documentos para la Construcción. Debido a la naturaleza crítica de colocaciones de hormigón sobre encofrados permanentes de acero galvanizado, el Reglamento requiere unos límites más estrictos para el ion cloruro que los que pueden estar contenidos en los Documentos para la Construcción. Por ejemplo, si un elemento se especificó originalmente en los Documentos para la Construcción con un límite para el ion

cloruro de ***1,00 %***, la utilización de encofrados permanentes de acero galvanizado resultaría en un cambio a un límite más estricto de ***0,30 %***.

(h) Para hormigón liviano, la densidad del hormigón fresco debe determinarse de acuerdo con ***IRAM 1660-2:2016*** que se corresponde con la densidad de equilibrio especificada de acuerdo con ***IRAM 1562:2012***. La densidad del hormigón fresco correspondiente a la densidad de equilibrio especificada debe utilizarse como la base del requisito de cumplimiento.

C 26.4.2.2(h). La norma ***IRAM 1562:2012*** incluye dos métodos para determinar la densidad de equilibrio. Para medir la densidad de equilibrio, la muestra debe mantenerse a ***23 °C*** y al ***50 %*** de humedad relativa hasta que se logra una masa constante. Esta medición puede tardar más de ***2 meses***. Alternativamente, la densidad de equilibrio se puede estimar de manera más rápida a partir de la densidad de la muestra secada en horno. El Proyectista o Diseñador Estructural puede exigir la medición de la densidad de equilibrio de acuerdo con ***IRAM 1562:2012***.

(i) El hormigón reforzado con fibras de acero para resistencia a corte debe cumplir con (1) y (2):

(1) Cumplir con lo establecido en el artículo 3.7.1 del ***Reglamento CIRSOC 200*** y con la norma ***ASTM C1116***. En este último caso, hasta tanto haya una IRAM correspondiente.

(2) Contener al menos ***60 kg de fibras de acero conformadas por metro cúbico de hormigón***.

26.4.3. Dosificación de las mezclas de hormigón

C 26.4.3. Dosificación de las mezclas de hormigón

Para la dosificación del hormigón debe aplicarse lo establecido en el artículo 4.2 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

26.4.3.1. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.4.3.1. Requisitos de construcción a cumplir

(a) La dosificación de la mezcla de hormigón debe establecerse para que el hormigón logre de (1) hasta (4):

(1) Ser colocado sin segregación y embebiendo totalmente la armadura.

(2) Conformidad con los requisitos de durabilidad dados en los Documentos para la Construcción.

(3) Conformidad con los requisitos del ensayo de resistencia para probetas con curado estándar.

C 26.4.3.1(a). Este artículo presenta los requisitos para la dosificación de las mezclas. El hormigón debe ser trabajable y cumplir con los requisitos de resistencia y durabilidad del Reglamento. El término "sin segregación" significa una mezcla cohesiva en la cual los agregados se mantienen bien distribuidos mientras el hormigón aún se encuentra en estado fresco. Hay que reconocer que se produce algo de segregación en forma de exudación. La trabajabilidad requerida depende de la congestión de la armadura, geometría del elemento, y de los métodos de colocación y compactación utilizados. Al definir la trabajabilidad del hormigón, se deberían considerar los requisitos de construcción del contratista.

El Reglamento no incluye disposiciones sobre condiciones especialmente severas, tales como la exposición a productos químicos y altas temperaturas, condiciones de congelamiento y deshielo temporal durante la construcción, condiciones abrasivas, u otras consideraciones particulares de durabilidad de la estructura. El Reglamento tampoco se refiere a consideraciones estéticas, tales como el acabado de las superficies. Cuando corresponda, estos aspectos deberían estar cubiertos en los Documentos para la Construcción del proyecto.

En el artículo 6.2.3.7 del ***CIRSOC 200-2023*** se presentan los requisitos de los ensayos de resistencia para las probetas con curado estándar.

(4) Conformidad con los requisitos para el módulo de elasticidad (i) hasta (iii) para mezclas que requieran ensayos realizados de acuerdo con los Documentos para la Construcción.

C 26.4.3.1(a)(4). Puede requerirse que se hagan ensayos para medir el módulo de elasticidad para verificar que se logra el valor del módulo de elasticidad especificado con la mezcla desarrollada. Hay necesidad de especificar tanto $\boldsymbol{E_c}$ como la edad del ensayo. Ensayos para verificar que el módulo de elasticidad especificado se está obteniendo es discrecional del Proyectista o Diseñador Estructural, incluyendo la especificación del criterio de aceptación. Ensayos de campo también pueden ser requeridos por la autoridad competente.

(i) El módulo de elasticidad debe determinarse como el módulo promedio de por lo menos tres probetas hechas de la misma muestra de hormigón y ensayados a los ***28 días*** o a la edad designada para $\boldsymbol{E_c}$.

(ii) Las probetas usadas para determinar el módulo de elasticidad deben hacerse y curarse en el laboratorio de acuerdo con la norma ***IRAM 1672:1970*** y ensayarse de acuerdo con la norma ***IRAM 1865:2009***.

(iii) El módulo de elasticidad de una mezcla de hormigón debe ser aceptable si los valores medidos igualan o exceden el valor especificado.

(b) La dosificación de la mezcla de hormigón debe realizarse de acuerdo con el artículo 4.2 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

(c) Los materiales del hormigón empleados en la construcción deben corresponder a los que se han tomado como base para desarrollar la dosificación de la mezcla de hormigón.

(d) Cuando se empleen diferentes mezclas de hormigón para distintas partes del proyecto, cada una de las mezclas debe cumplir con los requisitos establecidos en los Documentos para la Construcción.

C 26.4.3.1(d). Cuando se emplea más de una mezcla de hormigón en el proyecto, cada una de las mezclas debe cumplir con los requisitos del Reglamento. Cualquier cambio en los constituyentes del hormigón, como fuentes o tipos de materiales cementantes, agregados o aditivos, se considera como una mezcla diferente. Un cambio menor en la dosificación de la mezcla, realizado como respuesta a las condiciones en obra, no se considera como una nueva mezcla.

En 26.4.2.1(a) se presentan los requisitos de las mezclas que deben incluirse en los Documentos para la Construcción.

(e) La dosificación de la mezcla para hormigón proyectado debe establecerse de tal manera que el hormigón proyectado cumpla (1) hasta (3):

(1) Ser colocado sin segregación y embebiendo totalmente la armadura.

(2) Conformidad con los requisitos de durabilidad dados en los Documentos para la Construcción.

(3) Conformidad con los requisitos del ensayo de resistencia para hormigón proyectado.

26.4.4. Documentación de las características de la mezcla de hormigón

C 26.4.4. Documentación de las características de la mezcla de hormigón

26.4.4.1. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.4.4.1. Requisitos de construcción a cumplir

(a) La documentación sobre las proporciones y propiedades de la mezcla de hormigón debe ser remitida para su aprobación por el Director de Obra, antes de usarla o efectuar cualquier cambio a la mezcla que ya está en uso. La documentación debe incluir resultados de ensayos de las mezclas frescas y de las propiedades del hormigón endurecido. También debe incluir registros de ensayos a distintas edades, cuando ello sea requerido.

(b) Se permite modificar las mezclas durante la construcción de la obra, previa aprobación del Director de Obra.

C 26.4.4.1(b). Algunas veces es necesario o benéfico ajustar las mezclas de hormigón durante el avance del proyecto. Las condiciones que pueden llevar a un ajuste de las mezclas incluyen cambios de los materiales del hormigón, fluctuaciones de la temperatura estacional, o cambios en los métodos de transporte y colocación. Adicionalmente, puede requerirse o ser conveniente realizar un ajuste de la mezcla de hormigón si los ensayos de resistencia dan valores que son más bajos o más altos que los requeridos.

(c) Debe remitirse para revisión, por parte del Director de Obra, la documentación de las mezclas de hormigón proyectado antes de su utilización y antes de hacer modificaciones de una mezcla ya aprobada.

26.5. ELABORACIÓN Y COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN

C 26.5. ELABORACIÓN Y COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN

Este artículo se complementa con lo establecido en los artículos 4.3 a 4.7, inclusive, del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

Cuando corresponda, también debe cumplirse lo establecido en los artículos 9.2 para hormigón autocompactable (HAC), 9.3 para hormigón reforzado con fibras y 9.4 para hormigón proyectado, del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

26.5.1. Elaboración del hormigón

Debe realizarse de acuerdo con lo establecido en el artículo 4.3 del ***CIRSOC 200-2023***.

26.5.2. Colocación y compactación del hormigón

Debe realizarse de acuerdo con lo establecido en el ***Capítulo 4 del CIRSOC 200-2023***. Cuando corresponda, también es de aplicación lo establecido en el ***CIRSOC 200-2023***, ***Capítulo 9***, artículos:

9.2. Hormigón Autocompactable
9.3. Hormigón Reforzado con Fibras
9.4. Hormigón Proyectado
9.5. Hormigón Masivo Estructural

26.5.3. Curado

Debe realizarse de acuerdo con lo establecido en el artículo 4.10 del ***CIRSOC 200-2023***. Cuando corresponda, también es de aplicación lo establecido en los artículos 9.2 a 9.5 del ***CIRSOC 200-2023***.

26.5.4. Requisitos para clima frío

Para el hormigonado en tiempo frío, deben cumplirse los requisitos establecidos en el artículo 5.1 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

26.5.5. Requisitos para clima cálido

Para el hormigonado en tiempo cálido deben cumplirse los requisitos establecidos en el artículo 5.2 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

26.5.6. Juntas de construcción, contracción y dilatación

Son de aplicación los artículos 4.8 y 4.9 del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***.

C 26.5.6. Juntas de construcción, contracción y dilatación

Para la integridad de la estructura, las juntas en la estructura se deben ubicar y realizar como las requiera el diseño. Cualquier desviación de las ubicaciones establecidas en los Documentos para la Construcción debería ser aprobada por el Proyectista o Diseñador Estructural.

Las juntas de construcción u otras juntas deberían ubicarse donde causen el menor debilitamiento de la estructura. El diseño para fuerzas laterales puede requerir consideraciones adicionales en el diseño de juntas.

26.5.6.1. Información sobre el diseño

(a) Cuando el diseño lo requiera, la ubicación y detallado de todas las juntas de construcción, contracción y dilatación.

(b) Detalles requeridos para la transferencia de corte y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción.

(c) Preparación de la superficie, incluyendo las superficies de hormigón endurecido

C 26.5.6.1. Información sobre el diseño

C 26.5.6.1(b). Donde se requiera transferencia de fuerzas, puede usarse llaves de corte, llaves de corte intermitentes, barras diagonales de acero en espera o corte por fricción. Cuando en el diseño se invoque el corte por fricción en una interfaz de unión, de acuerdo con el artículo 22.9, se deben incluir los requisitos de construcción aplicables en los Documentos para la Construcción.

C 26.5.6.1(c). Las preparaciones mencionadas son aplicables cuando el diseño por fricción por corte se realiza

intencionalmente rugosas cuando el hormigón se coloca sobre hormigón previamente endurecido.

de acuerdo con el artículo 22.9 y para las superficies de contacto de las juntas de construcción en los tabiques estructurales.

(d) En las ubicaciones donde el corte se transfiere entre el acero laminado, sin tratamiento térmico, y el hormigón usando pernos con cabeza o barras de armadura soldadas, el acero debe estar limpio y sin pintura.

C 26.5.6.1(d). Las ubicaciones mencionadas son aquellas en las que el diseño de fricción por corte cumple con 22.9.

(e) Preparación de la superficie, incluyendo las superficies intencionalmente rugosas cuando la capa superior de hormigón compuesto se construya in situ sobre un entrepiso o cubierta prefabricada con la intención de que actúe estructuralmente en conjunto con los elementos prefabricados.

(f) Para hormigón proyectado, la localización de las juntas de construcción en las cuales se permiten juntas en escuadra.

26.5.6.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.5.6.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) Las ubicaciones y detalles de las juntas que no se muestran o que difieren de las indicadas en los Documentos para la Construcción deben ser remitidas para revisión por parte del Proyectista o Diseñador Estructural.

C 26.5.6.2(a). Cuando el Proyectista o Diseñador Estructural no designa la ubicación específica de las juntas, el contratista debería remitir las ubicaciones de las juntas de construcción para aprobación por parte del Proyectista o Diseñador Estructural con el fin de que verifique que las ubicaciones propuestas no afectarán el desempeño de la estructura.

(b) Excepto para el hormigón pretensado, las juntas de construcción en sistemas de entrepiso y cubierta deben ubicarse dentro del tercio central del vano de las losas y vigas, a menos que el Proyectista o Diseñador Estructural apruebe otra ubicación.

C 26.5.6.2(b). Los cordones de losas y vigas postensadas continuas en general tienen esfuerzos aplicados a lo largo del vano donde el perfil del cordón se encuentra cerca o en el centro de la sección transversal del hormigón. Por lo tanto, las juntas de construcción interiores usualmente están ubicadas dentro de los tercios finales del vano, en vez del tercio central del vano. Las juntas de construcción localizadas dentro del tercio final de vanos de losas y vigas postensadas continuas tienen un largo historial de buen comportamiento. En consecuencia, no se aplica el artículo 26.5.6.2(b) al hormigón pretensado.

(c) Las juntas de construcción en vigas deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que las intersectan, medida desde la cara de la viga que la intersecta, a menos que el Proyectista o Diseñador Estructural apruebe otro modo de realizarlas.

(d) Las juntas de construcción deben limpiarse y deben estar libres de lechada antes de colocar el hormigón nuevo.

(e) La superficie de las juntas de construcción debe hacerse intencionalmente rugosa cuando se especifique.

(f) Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación, deben humedecerse todas

las juntas de construcción y eliminarse el agua empozada.

(g) Para hormigón proyectado las superficies de las juntas de construcción deben cortarse con un ángulo de ***45º*** con respecto a la superficie terminada, a menos que se designe una junta a escuadra en los Documentos para la Construcción.

(h) Para hormigón proyectado, las juntas de construcción propuestas en ubicaciones que no se muestran en los Documentos para la Construcción deben remitirse al Proyectista o Diseñador Estructural para aprobación antes de colocar el hormigón proyectado.

26.5.7. Construcción de los elementos de hormigón

C 26.5.7. Construcción de los elementos de hormigón

El Proyectista lo debe considerar e indicar especificaciones claras al contratista para tenerlo en cuenta en la modalidad de la obra.

26.5.7.1. Información sobre el diseño

C 26.5.7.1. Información sobre el diseño

(a) Los detalles deben considerar los cambios dimensionales producidos por el pretensado, la fluencia, contracción y variación de temperatura.

(b) Identificación de si una losa sobre el terreno se ha diseñado como diafragma estructural o como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas.

C 26.5.7.1(b). Una losa sobre el terreno puede diseñarse para actuar como un diafragma o para proveer vinculaciones requeridas entre fundaciones. Los Documentos para la Construcción deberían indicar claramente cualquier losa sobre el terreno que sea un diafragma estructural, con el fin de prohibir que sean cortadas con sierra o que tengan juntas a menos que sean aprobadas por el Proyectista o Diseñador Estructural. Las juntas pueden afectar la integridad de la losa y su capacidad de actuar como un diafragma estructural, a menos que se realicen reparaciones estructurales. Ver también el artículo 26.5.7.2(d).

(c) Detalles de construcción de zapatas inclinadas o escalonadas que se diseñen para actuar como una unidad.

(d) Ubicaciones donde se requiere que, durante la colocación del hormigón, la losa y la columna sean integrales, según 15.5.

(e) Ubicaciones donde se requiere hormigón reforzado con fibras de acero para resistencia a corte, según 9.6.3.1.

26.5.7.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.5.7.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) Las vigas o losas apoyadas sobre columnas o tabiques no deben construirse hasta que el hormigón del apoyo vertical haya endurecido hasta el punto en que haya dejado de ser plástico.

C 26.5.7.2(a). La demora en la colocación del hormigón de elementos apoyados sobre columnas y tabiques es necesaria para evitar el potencial de fisuración en la interfaz de la losa y el elemento de soporte, causada por la exudación y asentamiento del hormigón en estado plástico

en el elemento de apoyo.

(b) Las vigas, cartelas, ábacos, cabezal de corte y capiteles de columnas deben construirse monolíticamente como parte del sistema de losa, a menos que en los Documentos para la Construcción se indique de otro modo.

C 26.5.7.2(b). La construcción por separado de losas y vigas, cartelas o elementos similares está permitida cuando se indica así en los Documentos para la Construcción y cuando se han tomado medidas para transferir fuerzas como lo requiere 22.9.

(c) Cuando se requiere que la colocación del hormigón de la losa y columna de hormigón sea integral, el hormigón de la columna debe extenderse en toda la altura del sistema de entrepiso por lo menos ***600 mm*** dentro del sistema de entrepiso medidos horizontalmente a partir de la cara de la columna e integrarse con el hormigón del entrepiso.

C 26.5.7.2(c). El uso del procedimiento de colocación del hormigón descrito en 15.5 requiere la colocación de dos mezclas de hormigón diferentes en el sistema de entrepiso. Es responsabilidad del Proyectista o Diseñador Estructural indicar, en los Documentos para la Construcción, dónde deben colocarse los hormigones de alta y baja resistencia.

(d) No se permite cortar con sierra o utilizar juntas de construcción en losas sobre el terreno identificadas en los Documentos para la Construcción como diafragmas estructurales o como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas, a menos que sea aprobado o indicado específicamente por el Proyectista o Diseñador Estructural.

C 26.5.7.2(d). Esta restricción se aplica a las losas identificadas como diafragmas estructurales en 26.5.7.1(b).

26.6. MATERIALES DE ARMADURA Y REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

C 26.6. MATERIALES DE ARMADURA Y REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

26.6.1. Generalidades

C 26.6.1. Generalidades

26.6.1.1. Información sobre el diseño

C 26.6.1.1. Información sobre el diseño

(a) Designación de la norma IRAM y resistencia de la armadura incluyendo los requisitos aplicables para sistemas sísmicos especiales de acuerdo con 20.2.2.5.

(b) Tipo, dimensiones, localización, detallado y longitud de empotrado de la armadura.

(c) Recubrimiento de hormigón de la armadura.

(d) Localización y longitud de los empalmes por yuxtaposición.

C 26.6.1.1(d). Cuando sea posible, los empalmes deberían estar ubicados lejos de los puntos de máxima tensión de tracción. Los requisitos de los empalmes por yuxtaposición de 25.5.2 incentivan esta práctica.

(e) Tipo y localización de los empalmes mecánicos.

(f) Tipo y localización de los empalmes a tope.

(g) Tipo y localización de los empalmes soldados y otras soldaduras requeridas en las barras de armadura.

C 26.6.1.1(g). Ver artículo C 26.6.4.

(h) Designación de la norma IRAM para el recubrimiento de protección de armaduras no pretensados, si corresponde.

(i) Protección contra la corrosión de las armaduras expuestas que se pretendan adherir con extensiones en ampliaciones futuras.

26.6.1.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.6.1.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) Se deben remitir los informes de ensayos de producción de la armadura.

(b) La armadura no pretensada con óxido, escamas o una combinación de ambas, debe considerarse satisfactorio, si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes del conformado) y el peso por unidad de longitud de una muestra limpiada a mano utilizando un cepillo de alambre, cumple con las normas IRAM aplicables.

C 26.6.1.2(b). Los límites especificados de la oxidación se basan en ensayos realizados (Kemp et al., 1968) y en la revisión de ensayos y recomendaciones anteriores. Kemp et al. (1968) presenta una guía con respecto a los efectos de la oxidación y del escamado sobre las características de adherencia de las barras de armadura conformada. Investigaciones han demostrado que una cantidad normal de óxido aumenta la adherencia. Generalmente, por medio del manejo brusco normal se pierde el óxido que está suelto y que puede perjudicar la adherencia entre el hormigón y la armadura.

(c) El acero de pretensado debe estar limpio de escamas, picaduras y óxido excesivo. Es admisible una oxidación ligera.

C 26.6.1.2(c). En Sason (1992) se presenta una guía para evaluar el grado de oxidación de los cordones.

(d) En el momento que es colocado el hormigón, la armadura debe estar libre de hielo, barro, aceite u otros recubrimientos dañinos que reduzcan la adherencia.

26.6.2. Colocación

C 26.6.2. Colocación

26.6.2.1. Información sobre el diseño

C 26.6.2.1. Información sobre el diseño

(a) Las tolerancias en la ubicación de la armadura, considerando las tolerancias para ***d*** y para el recubrimiento efectivo de hormigón deben ser las presentadas en la ***Tabla 26.6.2.1(a)***.

Tabla 26.6.2.1(a). Tolerancias para *d* y el recubrimiento efectivo

d **[mm]**	**Tolerancia en *d* , mm**	**Tolerancia en el recubrimiento especificado del hormigón, mm** [1]	
≤ 200	±10	Menor de	-10
			-(1/3) × recubrimiento efectivo
> 200	±15	Menor de	-15
			-(1/3) × recubrimiento efectivo

[1] La tolerancia para el recubrimiento de la parte inferior del elemento es -5 mm.

(b) La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos de la armadura debe cumplir con la ***Tabla 26.6.2.1(b)***. La tolerancia para el recubrimiento de hormigón de la ***Tabla 26.6.2.1(a)*** también se aplica a los extremos discontinuos de los elementos.

La práctica generalmente aceptada, ha establecido tolerancias para la altura total (encofrado o terminación) y para la fabricación de estribos cerrados, estribos abiertos, zunchos en espiral y barras dobladas en forma de celosía. El Proyectista o Diseñador Estructural debería especificar tolerancias más restrictivas que las permitidas por el Reglamento cuando sean necesarias para minimizar la acumulación de tolerancias que produzca una excesiva reducción de la altura efectiva o del recubrimiento.

Para la distancia libre mínima respecto a la parte inferior del elemento, se ha establecido una tolerancia más restrictiva, por su importancia en la durabilidad y protección contra el fuego y porque en general, la armadura está apoyada de tal manera que resulta factible la aplicación de la tolerancia especificada.

Para hormigón pretensado pueden resultar útiles tolerancias más restrictivas que las que requiere el Reglamento. En estos casos, los Documentos para la Construcción deberían especificar las tolerancias necesarias. Hasta tanto se emita un documento específico, se puede consultar el documento ACI ITG-7-09 que da recomendaciones sobre la adopción de valores de tolerancias aceptadas internacionalmente.

El Reglamento permite una tolerancia para la altura ***d*** que se relaciona directamente con la resistencia a flexión y a

(c) La tolerancia para la separación de estribos cerrados de confinamiento, en elementos de sistemas sísmicos intermedios y especiales, debe cumplir con lo especificado en el ***INPRES-CIRSOC 103 - Parte II - 2024***.

corte del elemento. Debido a que el acero de armadura se coloca con respecto a los bordes de los elementos y de las superficies de los encofrados, ***d*** no siempre es fácilmente medible en obra. Esta disposición se encuentra incluida en la información sobre el diseño porque las tolerancias en ***d*** deberían ser consideradas en el proyecto del elemento. Se dan también tolerancias para el recubrimiento.

El documento ACI 117-10 constituye también una guía adicional sobre las tolerancias para la colocación de la armadura.

Tabla 26.6.2.1(b). Tolerancias para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos de la armadura

Ubicación longitudinal de los dobleces y extremos de la armadura	Tolerancias [mm]
Extremos discontinuos de ménsulas y cartelas	±15
Extremos discontinuos de otros elementos	±25
Otras ubicaciones	±50

26.6.2.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.6.2.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) La armadura, incluyendo los paquetes de barras, debe colocarse dentro de las tolerancias requeridas y estar adecuadamente asegurada antes de colocar el hormigón, y debe fijarse para evitar su desplazamiento más allá de las tolerancias requeridas.

C 26.6.2.2(a). La armadura, incluyendo los paquetes de barras, debería estar adecuadamente asegurada en el encofrado para prevenir que sea desplazada por la colocación del hormigón o por los obreros. Los paquetes de barras deberían estar asegurados entre ellos o fijados de manera que mantengan su posición, ya sea vertical u horizontal. Los estribos de vigas deberían estar apoyados en la parte inferior del encofrado de la viga por medio de apoyos activos, tales como soportes longitudinales continuos. Si solamente la armadura longitudinal inferior de la viga está apoyada, el tráfico de construcción puede desplazar los estribos y también cualquier armadura superior de viga vinculado a estos estribos.

(b) Los zunchos en espiral deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión respecto de las dimensiones especificadas.

C 26.6.2.2(b). Los zunchos en espiral deberían mantenerse firmes en su lugar, con un paso y alineamiento apropiados, para evitar desplazamientos durante la colocación del hormigón. Cuando se usan separadores, puede usarse lo siguiente como guía: para barras o alambres de diámetro menor o igual que ***16 mm***, se debería utilizar un mínimo de ***dos*** separadores para espirales con menos de ***500 mm*** de diámetro, ***tres*** separadores para espirales de ***500 a 750 mm*** de diámetro y ***cuatro*** separadores para espirales de más de ***750 mm*** de diámetro. Para barras de diámetro mayor de ***16 mm***, se debería utilizar un mínimo de ***tres*** separadores para espirales de ***600 mm*** o menos de diámetro y ***cuatro*** separadores para espirales de más de ***600 mm*** de diámetro.

(c) En la armadura solo se permite hacer empalmes cuando lo requieran o permitan los Documentos para la Construcción o si lo autoriza el Proyectista o Diseñador Estructural.

(d) Para barras longitudinales en columnas que forman empalmes a tope, se permite el apoyo de los extremos a través de cortes a escuadra mantenidos en contacto concéntrico.

C 26.6.2.2(d). La experiencia con empalmes de tope ha sido casi exclusivamente con barras verticales en columnas. Cuando las barras están significativamente inclinadas con respecto a la vertical, se requiere atención especial para garantizar que se logre y se mantenga el contacto adecuado de apoyo en el extremo.

(e) Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de ***1,5º***, y deben ajustarse con una tolerancia de ***3º*** respecto del apoyo completo después del ensamble.

C 26.6.2.2(e). Estas tolerancias representan la práctica basada en ensayos de elementos a escala natural con barras d_b***40***.

26.6.3. Doblado

C 26.6.3. Doblado

26.6.3.1. Información sobre el diseño

C 26.6.3.1. Información sobre el diseño

- Geometría de dobleces que no sean estándar.

Radios de doblado mayores que los mínimos de las ***Tablas 25.3.1 y 25.3.2*** pueden ser requeridos por restricciones geométricas o por el artículo 23.10 para zonas de discontinuidad diseñadas utilizando el método puntal-tensor con barras nodales curvas. Los dobleces que no sean estándar deberían mostrarse en los planos.

26.6.3.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.6.3.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) Toda armadura debe doblarse en frío antes de su colocación, a menos que el Proyectista o Diseñador Estructural permita otra cosa.

(b) Ninguna armadura parcialmente empotrada en el hormigón puede doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los Documentos para la Construcción o lo permita el Proyectista o Diseñador Estructural.

C 26.6.3.2(b). Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras que se encuentran empotradas en el hormigón. Tal doblez en obra no se puede efectuar sin la autorización del Proyectista o Diseñador Estructural. Los Documentos para la Construcción deberían especificar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces deberían ser graduales y deberían enderezarse a medida que se requiera.

Ensayos (Black, 1973; Stecich et al., 1984) han demostrado que las barras de armadura que cumplan la norma ***IRAM-IAS U 500 97:2004***, ***280 MPa*** y ***420 MPa***, pueden doblarse y enderezarse en frío hasta ***90º*** en, o cerca del diámetro mínimo especificado en el artículo 25.3. Si se encuentran casos de fisuración o rotura, resulta benéfico el calentamiento a una temperatura máxima de ***820 °C*** para evitar esta condición para el resto de las barras. Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden empalmarse fuera de la región de doblado.

El calentamiento debería efectuarse de manera que no ocasione daños al hormigón. Si el área de doblado se encuentra a aproximadamente ***150 mm*** del hormigón, puede ser necesario utilizar algún sistema aislante de protección. El calentamiento de las barras debería ser controlado por medio de crayones térmicos o cualquier otro medio adecuado. Las barras calentadas no deberían enfriarse por medios artificiales (con agua o aire a presión) hasta que su temperatura haya descendido por lo menos a ***320 °C***.

(c) Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en el encofrado.

26.6.4. Soldadura

26.6.4.1. Información sobre el diseño

- Los detalles para soldadura de barras de anclaje, en la cara frontal de ménsulas o cartelas, diseñadas por el Proyectista o Diseñador Estructural de acuerdo con el artículo 16.5.6.3(a).

C 26.6.4. Soldadura

C 26.6.4.1. Información sobre el diseño

Cuando sea necesario soldar la armadura, se requiere tener en cuenta la soldabilidad del acero y los procedimientos adecuados para la soldadura. Las disposiciones del ***Anexo I*** de este mismo Reglamento, cubren aspectos de la soldadura de barras de armadura, incluyendo criterios para calificar los procedimientos de soldadura.

La soldabilidad del acero está basada en su composición química por medio del equivalente de carbono (**CE**). La ***Tabla A.3.1 del Anexo I***, establece un precalentamiento y temperaturas de entrepaso para un intervalo de equivalentes de carbono y diámetros de barra. La expresión para calcular el carbono equivalente está dada en el ***CIRSOC 304-2007***.

La norma ***IRAM-IAS U 500 97:2004*** cubre barras de armadura de acero de baja aleación las cuales pueden ser usadas para aplicaciones que requieren propiedades controladas de tracción o soldabilidad, o ambas. La soldabilidad es lograda en la norma ***IRAM-IAS U 500 97:2004*** limitando el equivalente de carbono (CE) a un máximo de ***0,55 %*** y controlando la composición química. La norma ***IRAM-IAS U 500 97:2004*** requiere que el fabricante informe la composición química y el equivalente de carbono (Gustafson and Felder, 1991). Para la soldadura de barras de armadura, diferentes a las ***IRAM-IAS U 500 97:2004***, los Documentos para la Construcción deberían requerir específicamente que el informe de los ensayos de producción incluya los resultados de los análisis químicos para calcular el equivalente de carbono.

A menudo es necesario soldar barras de armadura existentes en una estructura de las cuales no se dispone de informes de ensayos de producción. Esta situación es particularmente común en la modificación o ampliación de edificaciones. Se permite consultar el documento AWS D1.4 que establece para tales barras que el análisis químico puede ser realizado en barras representativas. Si la composición química no es conocida ni puede ser obtenida, el mismo establece un precalentamiento mínimo. Para barras diferentes a las cubiertas por la norma ***IRAM-IAS U 500 97:2004***, el precalentamiento mínimo requerido es ***150 °C*** para barras d_b20 o menores, y ***260 °C*** para barras mayores que d_b20. El precalentamiento requerido para todos los diámetros de barras cubiertas por la norma ***IRAM-IAS U 500 97:2004*** es la temperatura dada en la ***Tabla A.3.1 del Anexo I***, correspondiente al mínimo precalentamiento para el intervalo de **CE** "$0,45 > CE \leq 0,55\ \%$". La soldadura de una barra en particular debería realizarse de acuerdo con lo especificado en el ***Anexo I***. Debería también determinarse si deben tomarse precauciones adicionales, basadas en otras consideraciones como el nivel de tensión en las barras, consecuencias de la falla, y daño por calor en el hormigón existente debido a las operaciones de soldadura.

El ***Anexo I*** establece los requerimientos generales y específicos para preparar las Especificaciones del

Procedimiento de Soldadura (**EPS**).

El ***Anexo I*** no cubre la soldadura de alambre con alambre ni de alambre o armadura electrosoldada de alambre con barras de armadura o con elementos de acero estructural. Si en un determinado proyecto se requiere soldadura de este tipo, los Documentos para la Construcción deberían especificar los requisitos o los criterios de desempeño para estas soldaduras. Si van a soldarse alambres trabajados en frío, los procedimientos de soldadura deberían tener en cuenta la pérdida potencial de resistencia a la fluencia y ductilidad, producida por el proceso del trabajo en frío (durante la fabricación), cuando tales alambres son calentados por la soldadura. En la fabricación de armadura electrosoldada de alambre liso o conformado bajo la norma ***IRAM-IAS U 500 26:2022***, la potencial preocupación de problemas no es del caso con soldaduras hechas mecánicamente por el procedimiento de resistencia.

26.6.4.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.6.4.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) La soldadura de barras de armadura no pretensada debe realizarse siguiendo los lineamientos del ***Anexo I*** de este Reglamento. Las normas IRAM-IAS para barras de armadura, excepto ***IRAM-IAS U 500 97:2004***, deben ser complementadas con un informe de las propiedades necesarias del material que demuestre la conformidad con los requisitos del ***Anexo I***.

(b) No se permite soldar las barras que se intersecten con el fin de sujetarlas, excepto en la cara frontal de ménsulas y cartelas o cuando lo autorice el Proyectista o Diseñador Estructural.

C 26.6.4.1(b). La soldadura donde se sueldan las barras donde se cruzan, puede debilitar seriamente una barra en el punto de soldado, creando un efecto metalúrgico de muesca. Esta operación sólo se puede ejecutar con seguridad cuando el material soldado y las operaciones de soldadura están bajo un control continuo competente, como en el caso de la fabricación de la armadura electrosoldada de alambre. La soldadura de barras de anclaje en la cara frontal de ménsulas y cartelas se presenta en el artículo C 16.5.6.3.

26.7. ANCLAJE AL HORMIGÓN

C 26.7. ANCLAJE AL HORMIGÓN

26.7.1. Información sobre el diseño

C 26.7.1. Información sobre el diseño

En los Documentos para la Construcción, de acuerdo con este Reglamento, se deberían mencionar los requisitos mínimos para los anclajes.

(a) Requisitos para la evaluación y calificación de los anclajes para las condiciones aplicables de uso, de acuerdo con 17.1.2.

C 26.7.1(a). La resistencia y capacidad de deformación de anclajes post-instalados se evalúan mediante ensayos de aceptación, los cuales pueden ser bajo ACI 355.2 o ACI 355.4. Estos ensayos se realizan suponiendo una instalación de acuerdo con los procedimientos recomendados por el fabricante (en el caso de anclajes adhesivos, las Instrucciones de instalación impresas del fabricante [MPII, "Manufacturer's Printed Installation Instructions"]).

(b) Tipo, tamaño, requisitos de ubicación, profundidad efectiva de empotrado y requisitos de instalación de los anclajes.

(c) Tipo, diámetro, ubicación o requisitos de ubicación de la armadura del anclaje diseñada para desarrollar la resistencia del anclaje de acuerdo con 17.5.2.1, de igual manera la armadura transversal de confinamiento para anclajes instalados en la parte superior de columnas o pedestales de acuerdo con 10.7.6.1.5.

(d) Tipo, tamaño y ubicación de las llaves de corte diseñadas para desarrollar la resistencia a corte de acuerdo con 17.11.

(e) Tamaño y ubicación de las aberturas en la placa base que permitan la inspección y evacuación del aire cuando se coloca el hormigón o mortero de acuerdo con 17.11.1.2.

(f) Distancia mínima al borde de los anclajes, de acuerdo con 17.9.

(g) Protección contra la corrosión de anclajes expuestos que se pretendan unir con trabajos futuros.

(h) Para anclajes post-instalados, los parámetros asociados con la resistencia de cálculo de acuerdo con 17.5, incluyendo la categoría del anclaje, la resistencia del hormigón, el tipo de agregado, el tipo de hormigón liviano, el torque requerido de instalación y los requisitos para el taladrado del hueco y su preparación.

C 26.7.1(h). Algunos tipos de anclajes pueden ser sensibles a variaciones en el diámetro del hueco, las condiciones de limpieza, orientación del eje, magnitud del torque de instalación, ancho de las fisuras y otras variables. Parte de esta sensibilidad se tiene en cuenta indirectamente por medio de los valores de ϕ para las diferentes categorías de anclajes, los cuales dependen en parte de los resultados de los ensayos de seguridad de instalación. Si se modifican los componentes del anclaje o si los procedimientos de instalación del anclaje se desvían de los especificados, el anclaje puede no cumplir con los criterios de aceptación tales como los dados en ACI 355.2 o 355.4.

(i) Para anclajes adhesivos en tracción, los parámetros asociados con la tensión de adherencia característica utilizada en el diseño de acuerdo con 17.6.5, incluyendo el intervalo de temperatura del hormigón, las condiciones de humedad del hormigón en el momento de la instalación, el tipo de hormigón liviano, si es aplicable, y los requisitos para el taladrado del hueco y su preparación.

C 26.7.1(i). Debido a la sensibilidad de la resistencia de adherencia a la instalación, el control de calidad en el lugar es importante en anclajes adhesivos. Los Documentos para la Construcción deben contener todos los parámetros relevantes de las tensiones de adherencia características utilizados en el diseño. Estos parámetros pueden incluir, sin limitarse solo a ellos:

(a) Ambiente aceptable para la instalación del anclaje (hormigón seco o saturado; intervalo de temperatura del hormigón).

(b) Métodos de taladrado aceptables.

(c) Procedimientos requeridos de limpieza del hueco.

(d) Tipo de anclaje e intervalo de tamaños (varilla roscada o barra de armadura).

La razón de la limpieza del hueco es asegurarse que los residuos y polvo del taladrado no debiliten la adherencia. Dependiendo de las Instrucciones de instalación impresas del fabricante (MPII), el tipo de anclaje calificado y las condiciones en el lugar, la limpieza del hueco puede incluir operaciones para remover los residuos del taladrado del hueco por medio de aspiradora o cepillado mecánico con aire comprimido de la pared del hueco para remover el polvo de la superficie y un paso final para evacuar cualquier polvo o residuo remanente, usualmente por medio de aire comprimido. Si se utiliza un taladrado de núcleo húmedo, los huecos pueden limpiarse con chorro de agua y luego secarse con aire comprimido. El aire comprimido debe estar libre de aceite y humedad. Para anclajes instalados en ubicaciones donde el hormigón está saturado (por ejemplo, localizaciones al aire libre expuestas a la lluvia), el barro proveniente del taladrado debe removerse de otra manera. En todos los casos, los procedimientos deberían estar claramente descritos en las MPII que acompañan el producto. Si el procedimiento de instalación no está claramente descrito, se debe contactar al fabricante. Estas instrucciones de instalación impresas, que también describen los límites para la temperatura del hormigón y la presencia de agua durante la instalación, así como los procedimientos necesarios para la inyección del adhesivo sin vacíos y los requisitos de curado del adhesivo, constituyen una parte integral del sistema de anclaje adhesivo y son parte de la evaluación de desempeño.

(j) Identificación de los anclajes adhesivos instalados con una orientación horizontal o hacia arriba para resistir cargas sostenidas de tracción.

(k) Identificación de los anclajes adhesivos que requieran prueba de carga o un programa de inspección establecido por el Proyectista o Diseñador Estructural.

C 26.7.1(k). Los ensayos pueden ser realizados de acuerdo con los procedimientos de ACI 355.4.

(l) Especificar la certificación requerida para los instaladores de anclajes adhesivos incluyendo anclajes adhesivos que se instalan con una orientación horizontal o hacia arriba para resistir cargas sostenidas de tracción.

C 26.7.1(l). Los anclajes adhesivos son sensibles a la orientación de instalación. Esta sensibilidad, combinada con la variabilidad de la resistencia de anclajes adhesivos sometidos a cargas sostenidas de tracción, requiere que su instalación sea hecha por instaladores capacitados y preferentemente certificados. La certificación también puede ser necesaria para otras aplicaciones relacionadas con la seguridad. Los instaladores se pueden certificar a través de programas de ensayos y entrenamiento que incluyen exámenes escritos y de desempeño tales como los define el programa ACI Certificación de Instaladores de Anclajes Adhesivos (ACI CPP 680.1-17) o programas similares con requisitos equivalentes aceptados.

26.7.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.7.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) Los anclajes pre-instalados y sus fijaciones y la armadura del anclaje, deben asegurarse y orientarse en el encofrado de acuerdo con los Documentos para la Construcción. El hormigón se debe compactar alrededor de los anclajes y de la armadura del anclaje utilizando procedimientos adecuados durante la

colocación.

(b) La colocación del hormigón o el mortero alrededor de las llaves de corte debe verificarse por medio del uso de aberturas de inspección en la placa base.

(c) La instalación de anclajes post-instalados debe realizarse de acuerdo con las instrucciones del fabricante. Los anclajes adhesivos post-instalados deben instalarse de acuerdo con las Instrucciones de instalación impresas del fabricante (MPII).

C 26.7.2(c). Las Instrucciones de instalación impresas del fabricante (MPII) contienen toda la información relevante para una instalación adecuada de los anclajes adhesivos post-instalados. Para casos específicos, puede ser necesaria información adicional de acuerdo con 26.7.1(f) y 26.7.1(g). Para anclajes adhesivos, se aplican los requisitos relacionados con la aplicación, en particular para la calificación de los instaladores y requisitos para la inspección.

(d) Los anclajes post-instalados deben ser instalados por operarios calificados.

(e) Los anclajes adhesivos, identificados en los Documentos para la Construcción, así como la instalación con una orientación horizontal o hacia arriba que resisten cargas de larga duración de tracción deben ser instalados por operarios calificados.

C 26.7.2(e). Muchas de las características de desempeño de los anclajes dependen de la adecuada instalación del anclaje. Los anclajes adhesivos, horizontales o inclinados hacia arriba que resistan cargas de larga duración de tracción, requieren que sean instalados por personal calificado para sistemas de anclajes adhesivos y utilizando los procedimientos de instalación.

(f) Los anclajes adhesivos deben instalarse en hormigón que tenga una edad mínima de ***21 días*** en el momento de la instalación del anclaje.

C 26.7.2(f). Ver artículo C 17.1.2. El desempeño de diseño de los anclajes adhesivos no puede garantizarse indicando una resistencia mínima a la compresión del hormigón en el momento de la instalación en hormigones de edad temprana. Por esta razón, se adoptó una edad mínima de ***21 días*** del hormigón al momento de la instalación del anclaje adhesivo.

26.8. CAÑERÍAS EMPOTRADAS

26.8.1. Información sobre el diseño

(a) Tipo, dimensiones, detalles y ubicación de las cañerías empotradas, proyectados por el Profesional habilitado.

(b) La armadura requerida debe ubicarse perpendicular a las cañerías empotradas.

(c) El recubrimiento especificado de hormigón para las cañerías empotradas y sus aditamentos.

(d) La protección contra la corrosión para las cañerías empotradas expuestas que se pretendan unir con ampliaciones futuras.

26.8.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) Tipo, dimensiones, detalles y ubicación de las cañerías empotradas que no estén contenidos en los Documentos para la Construcción deben ser sometidos a revisión y aprobación por parte del Proyectista o Diseñador Estructural.

(b) Toda cañería de aluminio debe ser protegida en su superficie o recubierta para evitar la reacción hormigón-aluminio o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

(c) Las cañerías y aditamentos que no se hayan incluido en los Documentos para la Construcción deben diseñarse para resistir los efectos del fluido, presión y temperatura a los cuales van a estar sometidas.

(d) Ningún líquido, gas o vapor, excepto el agua cuya temperatura y presión no excedan de ***30 °C*** ni ***0,30 MPa*** respectivamente, puede colocarse en las cañerías hasta que el hormigón haya alcanzado su resistencia característica de diseño.

(e) En losas macizas, las cañerías deben colocarse entre las capas de armadura superior e inferior, a menos que se requiera irradiar calor o derretir nieve.

(f) Las cañerías se deben fabricar e instalar de tal forma que no se requiera cortar, doblar ni desplazar la armadura de su posición especificada.

26.9. REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PREFABRICADO

C 26.9. REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PREFABRICADO

26.9.1. Información sobre el diseño

C 26.9.1. Información sobre el diseño

(a) Las tolerancias para las dimensiones de los elementos prefabricados y elementos de unión.

C 26.9.1(a). El diseño de los elementos prefabricados y sus uniones es particularmente sensible a las tolerancias en las dimensiones de los elementos individuales y a su ubicación en la estructura. Para prevenir malos entendidos, las tolerancias adoptadas en el diseño estructural deberían ser especificadas en los Documentos para la Construcción. El Proyectista o Diseñador Estructural debe especificar el valor de las tolerancias en el diseño, siendo muy importante especificar cualquier desviación o modificación con respecto a los valores aceptados por este Reglamento.

Las tolerancias establecidas en el artículo 26.6.2 se consideran valores mínimos aceptables para las armaduras ubicadas en los elementos de hormigón prefabricado. Hasta tanto se emita un documento específico, el Proyectista o Diseñador Estructural puede consultar el documento ACI ITG-7-09 como una guía para la adopción de valores de tolerancias aceptadas internacionalmente. El documento ACI 117-10 constituye también una guía adicional.

(b) El detalle de los dispositivos de izaje, insertos y armaduras necesarias para resistir las cargas temporales derivadas de la manipulación, almacenamiento, transporte y montaje, cuando sean diseñados por el Proyectista o Diseñador Estructural.

C 26.9.1(b). Cuando los dispositivos, insertos o armaduras no sean diseñados por el Proyectista o Diseñador Estructural, estos detalles deberían incluirse en los planos de obra de acuerdo con 26.9.2(c).

26.9.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) Todo elemento prefabricado debe ser marcado para indicar su ubicación y orientación en la estructura, y la fecha de fabricación.

(b) Las marcas de identificación en los elementos deben corresponder con las de los planos de montaje.

(c) Se debe presentar el diseño y detalle de los dispositivos de izaje, insertos empotrados y armaduras relacionados para resistir las cargas temporales derivadas de la manipulación, almacenamiento, transporte y montaje cuando no sean diseñados por el Proyectista o Diseñador Estructural.

(d) Las estructuras y elementos prefabricados deben estar adecuadamente apoyados y arriostrados durante el montaje, para asegurar el adecuado alineamiento, resistencia y estabilidad hasta que se completen las conexiones permanentes.

(e) Cuando lo apruebe el Director de Obra y el Proyectista o Diseñador Estructural, se permite que se incorporen elementos en el hormigón mientras este aún se encuentra en estado plástico, siempre que se cumpla con (1) hasta (4):

(1) Los elementos insertados deben sobresalir del hormigón prefabricado o quedar expuestos para inspección.

(2) Los elementos insertados no requiere que sean vinculados a la armadura dentro del hormigón.

(3) Los elementos insertados deben mantenerse en la posición correcta mientras el hormigón está en estado plástico.

(4) El hormigón debe compactarse adecuadamente alrededor de los elementos insertados.

C 26.9.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.9.2(c). Ver el artículo C 26.9.1(b). A opción del Proyectista o Diseñador Estructural, los Documentos para la Construcción pueden exigir que los planos de obra, cálculos, o ambos, deban ser aprobados para los elementos de esta disposición cuando su diseño haya sido delegado al contratista.

C 26.9.2(d). Todas las uniones temporarias que se deben realizar durante la etapa de montaje, como así también los arriostramientos y apuntalamientos transitorios, al igual que la secuencia de retiro de estos elementos, dependiendo de la asignación de responsabilidades de los medios y métodos de construcción, deberían estar indicados en los Documentos para la Construcción o planos de montaje.

C 26.9.2(e). Muchos productos prefabricados son producidos en forma tal que es difícil, si no imposible, colocar la armadura que sobresale del hormigón antes de la colocación del hormigón. Tales elementos, como estribos cerrados para corte horizontal e insertos, pueden ser colocados mientras el hormigón está en estado plástico, si se toman las precauciones adecuadas. Esta disposición no es aplicable a la armadura que está completamente embebida, ni a elementos embebidos que deben ser enganchados o fijados a ella.

26.10. REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PRETENSADO

C 26.10. REQUISITOS ADICIONALES PARA HORMIGÓN PRETENSADO

26.10.1. Información sobre el diseño

(a) Magnitud y ubicación de las fuerzas de pretensado.

(b) Secuencia de tesado de los cordones.

C 26.10.1. Información sobre el diseño

C 26.10.1(b). La secuencia de tensado de los dispositivos de anclaje puede tener un efecto significativo sobre las tensiones de la zona general. Por lo tanto, es importante considerar no solamente la etapa final de una secuencia de

tensado, con todos los cordones ya tensados, sino también las etapas intermedias durante la construcción. Deberían tenerse en cuenta las fuerzas de estallido críticas del hormigón causadas por cada una de las combinaciones de la secuencia de postesado de los cordones, así como por el grupo total de cordones.

(c) Tipo, dimensiones, detalles y ubicación de los anclajes de postensado para sistemas seleccionados por el Proyectista o Diseñador Estructural.

(d) Tolerancias para la colocación de los cordones y vainas de postensado de acuerdo con la ***Tabla 26.6.2.1(a)***.

(e) Los materiales y detalles de protección contra la corrosión para cordones, acoples y conexiones, anclajes de postensado y regiones de anclajes.

C 26.10.1(e). Para las recomendaciones respecto a la protección, ver los artículos 4.2 y 4.3 del ACI 423.3R y los artículos 3.4, 3.6, 5, 6 y 8.3 del ACI 423.7, documentos aceptados hasta tanto se emitan documentos al respecto. También, se debe consultar el artículo 20.5.1.4.2 para los requisitos de protección contra la corrosión.
Puede lograrse una protección contra la corrosión por medio de diferentes métodos. La protección contra la corrosión que se aporte debería ser la adecuada para el medio ambiente en el que estén situados los cordones. Algunas condiciones requieren que el acero de pretensado esté protegido por un recubrimiento de hormigón o por mortero de inyección de cemento en una vaina de plástico o metálica; otras condiciones permiten la protección aportada por revestimientos tales como pintura o grasa. Los métodos de protección contra la corrosión deberían cumplir con los requisitos de protección contra el fuego del Reglamento correspondiente a la jurisdicción del emplazamiento de la obra, a menos que la instalación del postensado externo sea únicamente para mejorar el comportamiento en servicio.

(f) Requisitos para las vainas de cordones adheridos.

C 26.10.1(f). Para mayor información, los documentos PTI M50.3 y PTI M55.1 aportan guías sobre los requisitos para las vainas de cordones adheridos.

(g) Los requisitos para el mortero de inyección de cordones adheridos, incluyendo los requisitos sobre el contenido máximo de ion cloruro (Cl^-) soluble en agua indicado en 19.5.

C 26.10.1(g). Para mayor información, el documento PTI M55.1 aporta guías sobre los requisitos para el mortero de inyección de cordones adheridos.

26.10.2. Requisitos de construcción a cumplir

C 26.10.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) El tipo, dimensiones, detalles y ubicación de los sistemas de anclajes de postensado que no estén incluidos en los Documentos para la Construcción deben ser remitidos al Proyectista o Diseñador Estructural para su revisión.

(b) Los cordones y vainas de postensado deben colocarse dentro de las tolerancias requeridas y deben apoyarse para evitar desplazamientos que excedan las tolerancias permitidas durante la colocación del hormigón.

(c) Los acoplamientos deben colocarse en lugares aprobadas por el profesional habilitado y encerrados en cajas lo suficientemente largas de manera que permitan los movimientos necesarios.

(d) Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades de la armadura de pretensado deben realizarse de manera tal que el acero de pretensado no quede expuesto a chispas o descargas eléctricas, o a temperaturas excesivas que puedan degradar las propiedades de la armadura.

(e) La fuerza de pretensado y las pérdidas por fricción deben verificarse mediante (1) y (2).

(1) La medición del alargamiento de la armadura de pretensado comparado con el alargamiento calculado usando el módulo de elasticidad determinado mediante ensayos o informado por el fabricante.

(2) La medición de la fuerza del gato usando un equipo calibrado, tal como un manómetro hidráulico, celda de carga o dinamómetro.

C 26.10.2(e). Las mediciones de los alargamientos en los elementos pretensados se pueden realizar de acuerdo con los procedimientos indicados en el *Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products* (MNL 117), publicado por el Instituto de Hormigón Prefabricado/Pretensado ("Precast/Prestressed Concrete Institute"), hasta tanto se emita un documento al respecto.

(f) Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en la determinación de la fuerza entre (1) y (2) del artículo 26.10.2(e) que supere el ***5 %*** en los elementos pretensados o el ***7 %*** en las construcciones postensadas, a menos que el Proyectista o Diseñador Estructural apruebe algo diferente.

C 26.10.2(f). La tolerancia del ***5 %*** refleja principalmente la experiencia con la producción de elementos de hormigón pretensado. Puesto que los cordones de elementos pretensados habitualmente se tesan en el aire con efectos mínimos de fricción, se considera razonable el ***5 %*** de tolerancia para dichos elementos. Para la construcción postensada, se permite una tolerancia levemente mayor. Las mediciones del alargamiento para una estructura postensada son afectadas por varios factores que son menos significativos, o que no existen para los elementos pretensados. La fricción a lo largo del acero de pretensado en aplicaciones de postensado puede verse afectada en forma variable por las tolerancias de ubicación y pequeñas irregularidades en el trazado del cordón, debidas a la colocación del cordón y del hormigón. Los coeficientes de fricción entre el acero de pretensado y la vaina también varían.

(g) La pérdida de fuerza de pretensado debida a la rotura de armadura de pretensado que no es reemplazada no debe exceder del ***2 %*** de la fuerza de pretensado total, a menos que lo apruebe el Proyectista o Diseñador Estructural.

C 26.10.2(g). Esta disposición se aplica a todos los elementos de hormigón pretensado. Para los sistemas de losas postensadas construidas en obra, un ***elemento*** debería ser aquella parte considerada como una unidad en el diseño, tales como las nervaduras y el ancho efectivo de la losa en sistemas de losas nervuradas en una dirección, o la faja de columna o faja central en los sistemas de placas planas en dos direcciones. En algunos elementos puede ser aceptable más de ***2 %*** de pérdida de pretensado debido a la rotura de armadura de pretensado que no es reemplazada.

(h) Cuando la transferencia de la fuerza, desde los extremos del banco de pretensado al hormigón, se efectúe cortando el acero de pretensado con soplete, los puntos y la secuencia de corte deben predeterminarse con el objeto de evitar tensiones temporarias no deseadas.

(i) La longitud sobrante, de los cordones pretensados expuestos, deben cortarse lo más cerca posible del elemento para reducir al mínimo los impactos en el hormigón.

(j) El acero pretensado en los elementos postensados no debe tesarse hasta que la resistencia a la compresión del hormigón sea al menos de ***17 MPa*** para una barra o monocordón, o de al menos ***28 MPa*** para cables multicordón, o una resistencia mayor si se requiere. En 26.10.2(k) se presenta una excepción a estos requisitos de resistencia.

(k) Se permite una resistencia menor a la compresión del hormigón que la requerida en 26.10.2(j) siempre que se cumpla con (1) ó (2):

(1) Se usen dispositivos de anclaje sobredimensionados para compensar la menor resistencia a la compresión del hormigón.

(2) El acero de pretensado esté tensionado a no más del ***50 %*** de la fuerza final de pretensado.

C 26.10.2(k). Para limitar la fisuración temprana por contracción, los monocordones se tesan algunas veces con resistencias del hormigón de menos de ***17 MPa***. En estos casos, se usan anclajes sobredimensionados monocordón, o bien, los cordones se tesan por etapas, a menudo a niveles de la tercera parte a la mitad de la fuerza final de pretensado.

26.11. CIMBRAS Y ENCOFRADOS

C 26.11. CIMBRAS Y ENCOFRADOS

26.11.1. Diseño de las cimbras y encofrados

C 26.11.1. Diseño de las cimbras y encofrados

Se deben cumplir los requisitos establecidos en este Reglamento y en el ***Capítulo 7 del Reglamento CIRSOC 200-2023***.

Normalmente, el contratista es el responsable del diseño de las cimbras y encofrados. El Reglamento da los requisitos mínimos de desempeño de las cimbras y encofrados, necesarios para la seguridad y la salud pública. Las cimbras y encofrados para el hormigón, incluyendo su diseño, construcción y remoción exigen el mejor criterio y una acertada planificación para lograr una seguridad adecuada. Al respecto, se recomienda consultar el documento "Guide to Formwork for Concrete" (ACI 347) que da información detallada acerca de las cimbras y encofrados para el hormigón. Esta guía presenta recomendaciones dirigidas principalmente a los contratistas en cuanto al diseño, la construcción y los materiales de las cimbras y encofrados para estructuras especiales, y además ayuda al Proyectista o Diseñador Estructural a preparar los Documentos para la Construcción.

26.11.1.1. Información sobre el diseño

C 26.11.1.1. Información sobre el diseño

(a) Requisitos para el contratista relacionados con el diseño, fabricación, instalación y remoción de las cimbras y encofrados.

(b) Localización de los elementos compuestos que requieren apuntalamiento.

(c) Requisitos para el retiro del apuntalamiento de los elementos compuestos.

El artículo 24.2.5 cubre los requisitos relativos a flechas de elementos apuntalados y sin apuntalar.

26.11.1.2. Requisitos de construcción a cumplir

(a) El diseño de cimbras y encofrados debe considerar de (1) hasta (6):

(1) Método de colocación del hormigón.

(2) Velocidad de colocación del hormigón.

(3) Cargas de construcción, incluyendo cargas verticales, horizontales y de impacto.

(4) Evitar el daño de elementos previamente construidos.

(5) Para elementos postensados, permitir desplazamientos del elemento sin causarle daños durante el tesado de la armadura de pretensado.

(6) Para elementos postensados, permitir la redistribución de cargas en las cimbras y encofrados resultantes del tesado de la armadura de pretensado.

(b) La fabricación e instalación de las cimbras y encofrados debe resultar en una estructura que cumpla con la forma, los niveles y las dimensiones de los elementos según lo indicado en los Documentos para la Construcción.

(c) Las cimbras y encofrados deben ser suficientemente herméticos para impedir la fuga de la pasta de cemento o el mortero.

(d) Las cimbras y encofrados deben estar adecuadamente arriostrados o vinculados entre sí, de tal manera que conserven su posición y forma.

26.11.2. Descimbrado y desencofrado

C 26.11.2. Descimbrado y desencofrado

26.11.2.1. Requisitos de construcción a cumplir

(a) Con anterioridad al inicio de la construcción, el contratista debe definir un procedimiento y una programación para el descimbrado y para la instalación de los reapuntalamientos, y para calcular las cargas transferidas a la estructura durante el proceso.

(b) El análisis estructural y los datos sobre resistencia del hormigón, empleados en la planificación e implementación del descimbrado y retiro de apuntalamientos, deben ser entregados por el contratista al Proyectista o Diseñador Estructural y a la autoridad competente cuando lo requieran.

(c) Solamente cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con las cimbras y

C 26.11.2.1. Requisitos de construcción a cumplir

Para determinar el tiempo de descimbrado deberían considerarse las cargas de construcción, resistencia del hormigón in situ y las posibles flechas mayores a las aceptables por el Proyectista o Diseñador Estructural (para mayor información consultar los documentos ACI 347 y ACI 347.2R, hasta tanto se emita un documento al respecto). Las cargas de construcción pueden ser mayores a las sobrecargas especificadas. A edades tempranas, una estructura puede ser capaz de soportar las cargas aplicadas, pero puede deformarse lo suficiente para causar problemas de comportamiento en servicio.

El artículo C 7.2.1.3 del ***CIRSOC 200-2023*** da pautas a adoptar para el desencofrado en estructuras de hormigón de varios pisos.

apuntalamiento aún existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, pueden apoyarse cargas de construcción sobre la estructura o descimbrar cualquier parte de ella sin afectar su comportamiento en servicio.

(d) La demostración de que la resistencia es adecuada debe basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de encofrado y cimbra, y un estimativo de la resistencia del hormigón in situ.

(e) El estimativo de la resistencia del hormigón in situ debe estar basado en ensayos de probetas curadas en obra o bien por otros procedimientos para evaluar la resistencia del hormigón aprobados por el Proyectista o Diseñador Estructural y, cuando se requiera, aprobados por la autoridad competente.

C 26.11.2.1 (e). La evaluación de la resistencia del hormigón durante la construcción puede llevarse a cabo utilizando probetas curadas en obra, o mediante otros procedimientos aprobados por el Proyectista o Diseñador Estructural y, cuando se requiera, por la autoridad competente y tomando en consideración de (a) hasta (d):

(a) Ensayos de probetas cilíndricas colocadas en obra, de acuerdo con la norma ***IRAM 1553:2008***. El empleo de este método está limitado a losas de hormigón cuyo espesor sea de ***125 a 300 mm***.

(b) Resistencia a la penetración de agua de acuerdo con la norma ***IRAM 1554:1983***;

(c) Resistencia al arrancamiento de acuerdo con la norma ASTM C900 (hasta tanto haya una norma IRAM correspondiente);

(d) Correlación y mediciones del factor de madurez, de acuerdo con la norma ASTM C1074 (hasta tanto haya una norma IRAM correspondiente).

Los procedimientos (b), (c) y (d) requieren datos suficientes empleando materiales de la obra, para demostrar la correlación de las mediciones en la estructura con la resistencia a la compresión de probetas o de núcleos. Además del ***Reglamento CIRSOC 200-2023***, en el documento ACI 228.1R se analiza el uso de estos métodos para evaluar la resistencia del hormigón en la obra.

(f) El descimbrado debe realizarse de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad o puesta en servicio de la estructura.

(g) El hormigón expuesto por el descimbrado debe tener suficiente resistencia para no ser dañado por la operación de descimbrado.

(h) Las cimbras para elementos postensados no deben ser removidas hasta que se haya aplicado suficiente postensado para permitir que el elemento resista su propio peso y las cargas de construcción previstas.

(i) No se pueden apoyar en la estructura sin apuntalar cargas de construcción que excedan la suma de las cargas permanentes más

C 26.11.2.1(i). Con frecuencia, la sobrecarga nominal especificada en los planos es reducida para los elementos que soportan grandes áreas de entrepiso, y el límite de las

sobrecargas utilizadas en el diseño, a menos que por medio de un análisis estructural se demuestre que existe resistencia suficiente para sostener estas cargas adicionales sin afectar su puesta en servicio.

cargas de construcción debe considerar esas reducciones.

26.12. EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL HORMIGÓN ENDURECIDO

C 26.12. EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL HORMIGÓN ENDURECIDO

La evaluación y aceptación del hormigón endurecido se debe realizar de acuerdo con lo establecido en el ***Capítulo 6 del Reglamento CIRSOC 200-2023***. Cuando corresponda, también es de aplicación lo establecido en el ***CIRSOC 200-2023***, ***Capítulo 9***, artículos:

- 9.2. Hormigón Autocompactable
- 9.3. Hormigón Reforzado con Fibras
- 9.4. Hormigón Proyectado
- 9.5. Hormigón Masivo Estructural

26.13. INSPECCIÓN

C 26.13. INSPECCIÓN

26.13.1. Generalidades

C 26.13.1. Generalidades

La calidad de las estructuras de hormigón depende en gran medida de la mano de obra empleada en la construcción. Los mejores materiales y la mejor práctica de diseño carecen de efectividad, a menos que la construcción se haya realizado bien. La inspección es necesaria para confirmar que la construcción se ajusta a los Documentos para la Construcción. El comportamiento adecuado de la estructura depende de que la construcción represente correctamente el diseño y cumpla con los requisitos del Reglamento.

26.13.1.1. Las construcciones de hormigón deben ser inspeccionadas de acuerdo con lo requerido por este Reglamento, y como mínimo la inspección debe cumplir con los requisitos de 26.13.

C 26.13.1.1. Por inspección, este Reglamento no intenta indicar que el inspector debería supervisar la construcción. Más bien, significa que el inspector debería visitar el proyecto como sea necesario para observar las diferentes etapas del trabajo y determinar que se está llevando a cabo de acuerdo con los Documentos para la Construcción. La frecuencia de las inspecciones debería seguir el artículo 26.13.3 para ítems que requieran inspección continua o periódica.

La inspección no libera al contratista de la obligación de cumplir con los Documentos para la Construcción y de proveer la calidad designada de los materiales y la mano de obra en todas las etapas del trabajo.

Este Reglamento prescribe requisitos mínimos de inspección para todas las estructuras cubiertas por su alcance. Este Reglamento no es una especificación de construcción y cualquier usuario de este Reglamento puede requerir inspecciones más exigentes que las citadas en este Reglamento si se requieren requisitos adicionales. Hasta tanto se emita un documento al respecto, se pueden consultar los siguientes documentos:

- ACI 311.4R, que describe el procedimiento recomendado para organizar e implementar la inspección del hormigón y sirve como una guía para los Comitentes y Profesionales habilitados, y
- ACI SP-2, que describe los métodos para inspeccionar la construcción en hormigón que son de aceptación general como una buena práctica y sirve de guía en asuntos que no están cubiertos por los Documentos para la Construcción.

26.13.1.2. La inspección de la construcción en hormigón debe ser llevada a cabo por el Director de Obra, responsable del diseño, una persona bajo la supervisión del Director de Obra o un inspector calificado. La inspección debe verificar la conformidad con los Documentos para la Construcción durante todas las etapas del trabajo.

26.13.2. Registros de inspección

C 26.13.2. Registros de inspección

26.13.2.1. Los registros de inspección deben documentar los elementos inspeccionados y deben ser desarrollados durante todas las etapas de la construcción de la obra. Los registros de inspección deben conservarse al menos durante dos años después de la terminación del proyecto.

C 26.13.2.1. Se requiere un registro de inspección en caso de que surjan dudas relacionadas con el comportamiento de la estructura o de los elementos. También es deseable contar con registros fotográficos del progreso de la construcción.

Este Reglamento u otros requisitos legales pueden exigir que los registros se conserven por más de dos años después de terminado el proyecto.

26.13.2.2. Los registros de inspección deben incluir de (a) hasta (e):

(a) Avance general de la obra.

(b) Cualquier carga de construcción significativa aplicada sobre entrepisos, elementos o tabiques terminados.

(c) Fecha y hora de mezclado, cantidad de hormigón colocado, identificación de las mezclas utilizadas, localización aproximada en la estructura y resultados de los ensayos de las propiedades del hormigón fresco y endurecido de todas las clases de mezclas de hormigón usadas en la obra.

(d) Cuando la temperatura ambiente sea menor que ***4 °C*** o mayor que ***35 °C***, debe llevarse un registro de las temperaturas del hormigón y de la protección dada al hormigón durante su colocación y curado.

C 26.13.2.2(d). El término "temperatura ambiente" significa la temperatura del medio ambiente a la cual está expuesto directamente el hormigón. La temperatura del hormigón mencionada en este artículo puede considerarse como la temperatura superficial del hormigón. Las temperaturas superficiales pueden ser determinadas colocando sensores de temperatura en contacto con las superficies de hormigón o entre las superficies de hormigón y los cobertores usados para el curado, como las frazadas de aislamiento o láminas plásticas.

(e) La colocación de la armadura y el tesado de la armadura de pretensado, incluyendo las mediciones y registros del alargamiento de los cordones y la fuerza por medio de un

manómetro calibrado.

26.13.2.3. Verificación de que los registros de ensayos de siderúrgica cumplen con los Documentos para la Construcción.

26.13.2.4. Los registros de ensayos deben ser revisados para confirmar la soldabilidad de armaduras diferentes a ***IRAM-IAS U 500 97:2004***, si la soldabilidad se requiere.

26.13.2.5. Los anclajes post-instalados de expansión (controlados por torque o controlados por desplazamiento), anclajes con sobreperforación en su base, anclajes de tornillo y anclajes adhesivos, sus materiales y procedimientos de instalación deben verificarse en su conformidad con los Documentos para la Construcción aprobados y con las Instrucciones impresas de instalación del fabricante (MPII). Se debe confirmar que los procedimientos y resultados de pruebas de carga, donde se requieran, cumplen con 26.7.1(k).

26.13.3. Elementos que requieren inspección

C 26.13.3. Elementos que requieren inspección

26.13.3.1. A menos que se especifique de otro modo en el Reglamento, los ítems deberán ser inspeccionados de forma continua o periódicamente, de acuerdo con 26.13.3.2 y 26.13.3.3, respectivamente.

C 26.13.3.1. Se ha utilizado la ***Tabla 1705 del Capítulo 17 del IBC 2012*** para determinar aquellos elementos que requieren una inspección continua o periódica.

26.13.3.2. Los ítems que requieren verificación e inspección continua incluyen de (a) hasta (e):

(a) Antes de la colocación, la mezcla de hormigón para la ubicación donde se va a colocar.

(b) El tesado de la armadura de pretensado y la colocación del mortero de inyección en cordones adheridos.

(c) La colocación de la armadura para pórticos especiales resistentes a momento, elementos de borde de tabiques estructurales especiales y vigas de acople.

(d) Soldadura de la armadura para pórticos especiales resistentes a momento, elementos de borde de tabiques estructurales especiales y vigas de acople.

(e) La instalación de anclajes post-instalados, si se requiere como una condición de la evaluación del anclaje o en anclajes adhesivos instalados horizontalmente o con orientación inclinada hacia arriba que soportan cargas permanentes en tracción.

26.13.3.3. Los ítems que requieren verificación e inspección periódica incluyen de (a) hasta (j):

(a) La colocación de la armadura, empotrados y cordones de postensado.

(b) Soldadura de la armadura excepto en lo que se requiera en 26.13.3.2(d).

(c) El método de curado y duración del curado de cada elemento.

(d) Colocación y remoción de encofrados, cimbras y reapuntalamientos.

(e) Secuencia de montaje y unión de elementos prefabricados.

C 26.13.3.3(e). Algunas jurisdicciones pueden exigir una inspección continua de la secuencia de montaje y unión de los elementos prefabricados, y además pueden requerir la inspección del apuntalamiento, arriostramiento u otras medidas temporarias.

(f) La verificación de la resistencia del hormigón in situ antes de tesar los cordones de postensado y antes de remover los puntales y encofrados de las vigas y losas estructurales.

(g) Colocación de anclajes preinstalados y de la armadura de los anclajes, incluyendo las tolerancias requeridas para la colocación de la armadura de los anclajes.

(h) La instalación de anclajes post-instalados, anclajes de expansión (controlados por torque o controlados por desplazamiento), anclajes con sobreperforación en su base y anclajes de tornillo.

(i) La instalación de anclajes adhesivos excepto en los que se requiera en 26.13.3.2(e).

C 26.13.3.3(i). Los requisitos para la inspección de los anclajes adhesivos son diferentes de los de otros anclajes post-instalados y provienen de cuatro fuentes: a) el Reglamento exige inspecciones periódicas para los anclajes en el hormigón; b) la evaluación y calificación del anclaje bajo los requisitos del ACI 355.4 (documento que puede consultarse hasta tanto se emita un documento al respecto), los cuales pueden requerir ya sea inspecciones periódicas o inspección continua con cargas de prueba dependiendo de los factores de reducción de resistencia asignados al anclaje; c) los requisitos de 26.13.3.2(e), los cuales ordenan inspección continua de anclajes colocados en una orientación horizontal o inclinada hacia arriba para resistir cargas de larga duración a tracción; y d) los requisitos de pruebas de carga de 26.13.2.5.

(j) Pruebas de carga de los anclajes si se requieren de acuerdo con 26.13.2.5.

CAPÍTULO 27. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

27.1. ALCANCE

27.1.1. Los requisitos de este capítulo deben aplicarse a la evaluación de la resistencia de estructuras existentes mediante métodos analíticos o pruebas de carga.

C 27.1. ALCANCE

C 27.1.1. Los requisitos de este capítulo se pueden usar para evaluar si una estructura o una parte de ella cumplen con los requisitos de seguridad del Reglamento. Puede requerirse una evaluación de la resistencia si se considera que la calidad de los materiales es deficiente, si existe evidencia de construcción defectuosa, si la estructura se ha deteriorado, si una edificación será usada para una nueva función o si, por cualquier razón, una estructura o parte de ella, aparentemente no satisface los requisitos del Reglamento. En dichos casos, este capítulo aporta guías para investigar la seguridad de la estructura. Este capítulo no cubre los ensayos de carga para la aprobación de nuevos métodos de diseño o construcción. La aceptación de materiales o sistemas alternativos está cubierta en 1.4.

Hasta tanto se emitan documentos al respecto, para este capítulo se pueden tomar como referencia los documentos ACI 437.1R-07 y ACI 437.2-13.

27.2. GENERALIDADES

27.2.1. Si existen dudas respecto a que una parte o toda una estructura cumple los requisitos de seguridad de este Reglamento y la estructura debe mantenerse en servicio, debe realizarse una evaluación de resistencia de acuerdo con lo requerido por el profesional habilitado o por la autoridad competente.

C 27.2. GENERALIDADES

C 27.2.1. Si como parte del proceso de evaluación de la resistencia se recomienda una prueba de carga, es conveniente llegar a un acuerdo entre todas las partes involucradas acerca de la zona a probar, la magnitud de la carga, el procedimiento de la prueba de carga y los criterios de aceptación, antes de realizar las pruebas. Si las inquietudes respecto a la seguridad se relacionan con un conjunto amplio de elementos o con una estructura completa, no es factible realizar una prueba de carga de cada elemento y cada sección de esta. En dichos casos, es apropiado desarrollar un programa de investigación dirigido hacia las inquietudes específicas relacionadas con la seguridad.

27.2.2. Si los efectos de una deficiencia sobre la resistencia se conocen bien y es posible medir las dimensiones y propiedades de los materiales de los elementos que se requieren para llevar a cabo un análisis, se permite realizar una evaluación analítica de la resistencia basada en estas mediciones. Los datos necesarios deben determinarse de acuerdo con 27.3.

C 27.2.2. Las consideraciones de resistencia relacionadas con carga axial, flexión y carga axial y flexión combinadas son bien conocidas. Existen teorías confiables que relacionan, en términos de datos dimensionales y de propiedades de los materiales de la estructura, la resistencia y las deformaciones a corto plazo asociadas con la carga. Para determinar la resistencia de la estructura por análisis, los cálculos deberían estar basados en datos obtenidos de las dimensiones reales de la estructura, de las propiedades de los materiales utilizados y todos los demás detalles pertinentes.

27.2.3. En el caso que los efectos de una deficiencia en la resistencia no se puedan conocer adecuadamente o no sea posible establecer las dimensiones y propiedades de los materiales a través de mediciones, se requiere una prueba de carga realizada de acuerdo con 27.4.

C 27.2.3. Si la resistencia al corte o a la adherencia de una estructura es crítica respecto a la inquietud expresada acerca de la seguridad de la estructura, una prueba de carga puede ser la solución más eficiente para eliminar o confirmar la duda. Una prueba de carga también puede ser apropiada si no es posible o práctico determinar las propiedades dimensionales y de los materiales requeridas

para el análisis, aún si la causa de la inquietud se refiere a flexión o cargas axiales. Siempre que sea posible y apropiado, es deseable comprobar por medio de un análisis los resultados de la prueba de carga.

27.2.4. Si la duda respecto a una parte o a toda una estructura involucra deterioro y si la respuesta observada durante la prueba de carga satisface los criterios de aceptación de 27.5 o 27.6 para el procedimiento de prueba de carga seleccionado, se permite que la estructura o parte de ella se mantenga en servicio por un período de tiempo especificado por el profesional habilitado. Si este lo considera necesario, deben realizarse reevaluaciones periódicas.

C 27.2.4. En estructuras que se estén deteriorando, la aceptación producto de la prueba de carga no debe suponerse como exenta de limitaciones en términos de su vida de servicio futura. En dichos casos, es útil establecer un programa de inspecciones periódicas. Un programa que involucre ensayos físicos e inspecciones periódicas puede justificar un período de servicio más largo. Otra opción para mantener la estructura en servicio, mientras continúa el programa de inspección periódica, es limitar la sobrecarga a un nivel determinado como apropiado de acuerdo con 27.2.5. El período de tiempo especificado entre inspecciones debería basarse en consideraciones acerca de: a) la naturaleza del problema; b) los efectos ambientales y de carga; c) la historia del comportamiento en servicio de la estructura; y d) el alcance del programa de inspección periódica. Al finalizar el período de tiempo especificado, se requieren evaluaciones adicionales de la resistencia en el caso de que la estructura se vaya a mantener en servicio. Con el consentimiento de todas las partes involucradas, pueden establecerse procedimientos especiales, para los ensayos periódicos, que no necesariamente se ajusten a los criterios de carga y aceptación especificados en este capítulo.

27.2.5. Si la estructura bajo investigación no cumple las condiciones o criterios de 27.3, 27.5 ó 27.6, se puede permitir que la estructura siga en servicio para cargas de servicio reducidas considerando los resultados de las pruebas de carga o los análisis, y si lo autoriza la autoridad competente.

C 27.2.5. Excepto en el caso que existan elementos que hayan fallado durante la prueba de carga (Ver artículo 27.4.5), la autoridad competente puede permitir el uso de una estructura o elemento para un nivel menor de cargas permitidas si juzga, basándose en los resultados de la evaluación de resistencia, que es seguro y apropiado.

27.3. EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA RESISTENCIA

C 27.3. EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA RESISTENCIA

27.3.1. Verificación de la condición existente

C 27.3.1. Verificación de la condición existente

27.3.1.1. Las dimensiones de los elementos tal como fueron construidos deben verificarse en el terreno en las secciones críticas.

C 27.3.1.1. Las dimensiones de lo construido en ubicaciones críticas que requieren verificación en el terreno son aquellas dimensiones necesarias para cuantificar el comportamiento de esas secciones. Las secciones críticas para los diferentes efectos de las cargas, tales como momento, esfuerzo de corte y fuerza axial, son ubicaciones donde las tensiones provocadas por dichos efectos de las cargas alcanzan su máximo valor tal como se encuentran definidas para los diferentes tipos de elementos en el Reglamento. Las condiciones específicas en la estructura bajo evaluación pueden requerir considerar secciones críticas adicionales, tal como el deterioro localizado de un elemento.

27.3.1.2. La localización y dimensiones de las armaduras deben determinarse mediante mediciones. Las ubicaciones de las armaduras se pueden basar en los planos disponibles, siempre que sean verificadas en la estructura en lugares representativos con el fin de confirmar la información

C 27.3.1.2. En elementos individuales debería determinarse, para las secciones críticas, la cantidad, tamaño, disposición y ubicación de la armadura dispuesta para resistir la carga aplicada. En general, son convenientes los métodos de investigación no destructivos. En estructuras con muchas secciones críticas, la frecuencia

contenida en los planos.

27.3.1.3. Si se requiere, una f'_c equivalente estimada debe basarse en resultados de ensayos de probetas cilíndricas de la construcción original, ensayos de testigos extraídos de la estructura o ambos. Las probetas cilíndricas originales o los testigos extraídos deben ser representativos del área en duda.

27.3.1.4. El método para obtener y ensayar los testigos debe cumplir con las normas ***IRAM 1551:2000, 1546:2013 y 1553:2008***.

27.3.1.5. Las propiedades del acero de las armaduras se pueden basar en ensayos a tracción de muestras representativas del material de la estructura en cuestión.

de las mediciones puede reducirse si las mediciones en el terreno son congruentes.

C 27.3.1.3. Se presentan guías para determinar una f'_c equivalente de los datos originales de cilindros, en Bartlett (2012).

El documento ACI 214.4R-10 ha desarrollado dos métodos para determinar la f'_c equivalente de los testigos extraídos de estructuras existentes. Estos métodos se basan en técnicas de análisis estadístico. Los procedimientos descritos son adecuados únicamente donde sea necesaria la determinación de una f'_c equivalente para evaluar la resistencia de una estructura existente y no deberían ser usados para investigar resultados bajos, de los ensayos de resistencia, en construcciones nuevas, lo cual se considera en 26.12. El número de testigos de ensayos puede depender del tamaño de la estructura y de la sensibilidad de la seguridad estructural a la resistencia del hormigón para el problema dado.

Para mayor información referirse al artículo 6.5 del ***CIRSOC 200-2023***.

C 27.3.1.5. El número de ensayos requeridos depende de la uniformidad del material en la estructura y debería ser definido por el profesional habilitado responsable de la evaluación.

27.3.2. Factores de reducción de resistencia

C 27.3.2. Factores de reducción de resistencia

27.3.2.1. Si las dimensiones, tamaño y ubicación de las armaduras y las propiedades de los materiales se determinan de acuerdo con 27.3.1, se puede incrementar el valor de ϕ con respecto a los valores dados en otras partes del Reglamento, pero ϕ no puede ser mayor que los valores de la ***Tabla 27.3.2.1***.

Tabla 27.3.2.1. Factores de reducción de resistencia máximos permitidos

Resistencia	Clasificación	Armadura transversal	ϕ máximo permitido
Flexión, axial, o ambos	Controlados por tracción	Todos los casos	1,0
	Controlados por compresión	Zunchos en espiral [1]	0,9
		Otros	0,8
Corte, torsión, o ambos			0,8
Aplastamiento			0,8

[1] Los zunchos en espiral deben cumplir con 10.7.6.3, 20.2.2 y 25.7.3.

C 27.3.2.1. Los factores de reducción de la resistencia son mayores que los especificados en ***Capítulo 21***. Estos valores incrementados se justifican debido al uso de las propiedades de los materiales obtenidas en el sitio y de las dimensiones medidas reales.

27.4. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA MEDIANTE PRUEBAS DE CARGA

C 27.4. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA MEDIANTE PRUEBAS DE CARGA

27.4.1. Las pruebas de carga deben realizarse, ya sea monotónicamente de acuerdo con 27.5 ó cíclicamente de acuerdo con 27.6.

C 27.4.1. Si la resistencia de la estructura bajo evaluación está limitada por la resistencia del hormigón o la falla esperada de la estructura está controlada por corte o anclaje de la armadura, se recomienda el procedimiento de prueba de carga monotónica. Se recomienda este procedimiento, debido a que la carga sostenida aplicada durante el mismo, en comparación con el procedimiento cíclico, brinda un mayor tiempo para que se incrementen los anchos de fisura y éstas se propaguen, permitiendo que se manifiesten la deformación diferida y el deslizamiento de la armadura,

27.4.2. Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que durante la prueba existan condiciones seguras para las personas y para la estructura.

27.4.3. Las medidas de seguridad no deben interferir con los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.

27.4.4. Una prueba de carga no debe realizarse hasta que la parte de la estructura que se someterá a la carga tenga al menos ***56 días*** de edad. Se puede realizar la prueba a una edad menor si el propietario de la estructura, el constructor, el profesional habilitado y todas las demás partes involucradas están de acuerdo.

C 27.4.4. Las otras partes involucradas pueden incluir a la autoridad competente, el subcontratista proveedor del hormigón y personas con un interés futuro en la estructura.

27.4.5. Se permite que un elemento prefabricado que será parte de un elemento compuesto mediante hormigón colocado in situ sea ensayado en flexión como un elemento prefabricado aislado, de acuerdo con (a) y (b):

(a) Las cargas de ensayo pueden ser aplicadas sólo cuando los cálculos indiquen que el elemento prefabricado aislado no fallará por compresión o pandeo.

(b) La carga de prueba debe ser la que, cuando se aplica al elemento prefabricado aislado, induce las mismas fuerzas totales en la armadura de tracción que las que se inducirían al cargar el elemento compuesto con las cargas de ensayo requeridas por 27.4.6.

27.4.6. Disposición de la carga de prueba y factores de carga

C 27.4.6. Disposición de la carga de prueba y factores de carga

27.4.6.1. La disposición de la carga de prueba debe seleccionarse para maximizar los efectos de las cargas en las zonas críticas de los elementos estructurales que se evalúan.

C 27.4.6.1. Es importante aplicar la carga en lugares en los cuales el efecto de ella con relación a la deficiencia en duda sea máximo y la posibilidad de que los elementos que no se están cargando tomen la mínima parte de la carga aplicada. En los casos cuando el análisis muestre que los elementos adyacentes no cargados ayudan a soportar algo de la carga, la carga debería ajustarse para producir efectos de las cargas apropiados en la región crítica de los elementos bajo evaluación.

27.4.6.2. La carga total de ensayo, T_t , incluyendo la carga permanente ya presente, no debe ser menor que la mayor entre (a), (b) y (c):

(a) $T_t = 1{,}0D_w + 1{,}1D_s + 1{,}6L + 0{,}5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$ (27.4.6.2a)

(b) $T_t = 1{,}0D_w + 1{,}1D_s + 1{,}0L + 1{,}6(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$ (27.4.6.2b)

(c) $T_t = 1{,}3(D_w + D_s)$ (27.4.6.2c)

C 27.4.6.2. Las cargas de prueba fueron modificadas en este Reglamento para que fueran congruentes con los requisitos de ACI 437.2 para pruebas de una parte de la estructura y para estructuras estáticamente indeterminadas. La carga de prueba separa la carga permanente entre carga permanente proveniente del peso propio y la carga permanente sobrepuesta en la estructura durante la prueba de carga. El ACI 437.1R presenta un análisis adicional sobre pruebas de carga de estructuras de hormigón.

27.4.6.3. Se permite reducir L en 27.4.6.2 de acuerdo con las disposiciones del ***Reglamento CIRSOC 101-2024***.

C 27.4.6.3. La sobrecarga L puede reducirse según lo permita el ***Reglamento CIRSOC 101-2024*** que rige las consideraciones de seguridad de la estructura. La carga de prueba debería incrementarse para compensar la resistencia aportada por los sectores no cargados de la estructura en cuestión. El incremento de la carga de ensayo se determina a partir del análisis de las condiciones de carga en relación con los criterios de aceptación o rechazo definidos para la prueba.

27.4.6.4. Se puede reducir el factor de carga para sobrecarga L de 27.4.6.2(b) a ***0,5***, excepto en estacionamientos, áreas ocupadas como lugares para reuniones públicas y áreas donde L sea mayor que ***4,8 kN/m²***.

27.4.6.5. A menos que se disponga de documentación o ensayos que confirmen la densidad del hormigón de peso normal usado en la estructura, la densidad debe tomarse como ***2400 kg/m³***. Para otros tipos de materiales, la densidad debe determinarse según resultados de ensayos o de otra documentación.

C 27.4.6.5. La documentación para justificar una densidad diferente incluye resultados de ensayos de mediciones de densidad durante la colocación del hormigón o la densidad medida por medio de testigos. Para otros tipos de hormigones (como hormigón liviano), la densidad (peso unitario) debería determinarse por medio de resultados de testigos u otra documentación. El cálculo de D_w puede incluir la determinación del peso de materiales adheridos, tales como capas de nivelado colocadas sobre elementos prefabricados, los cuales pueden no estar presentes durante la prueba de carga. D_s puede incluir, así mismo, el peso de elementos estructurales de pórtico.

27.5. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA DE CARGA MONOTÓNICA

C 27.5. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA DE CARGA MONOTÓNICA

27.5.1. Aplicación de la carga de prueba

C 27.5.1. Aplicación de la carga de prueba

27.5.1.1. La carga de prueba total, T_t , debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales.

C 27.5.1.1. Es recomendable inspeccionar el área de la estructura a la cual se aplica la carga de prueba después de cada incremento de carga para determinar si hay evidencia de daño. (Ver artículo C 27.5.3.1).

27.5.1.2. La carga distribuida de prueba, T_t , debe aplicarse de manera que se asegure su distribución uniforme sobre la estructura o parte de la estructura que está siendo ensayada. Debe evitarse el efecto arco en el dispositivo de aplicación de la carga.

C 27.5.1.2. El "***efecto arco***" se refiere a la tendencia de la carga a transmitirse en forma no uniforme a los elementos ensayados a flexión. Por ejemplo, si una losa es cargada con un conjunto uniforme de ladrillos en contacto entre ellos, el ***efecto arco*** produciría una ***reducción de la carga*** sobre la losa cerca del centro de la misma.

27.5.1.3. Después de que se ha aplicado el último incremento de carga, T_t debe permanecer sobre la estructura por al menos ***24 horas***, a menos que

aparezcan signos de daño, como se indica en 27.5.3.

27.5.1.4. Debe removerse toda la carga de prueba tan pronto como sea posible después que se hayan realizado todas las mediciones de la respuesta.

27.5.2. Mediciones de la respuesta

C 27.5.2. Mediciones de la respuesta

27.5.2.1. Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta, tales como: flecha, deformación unitaria, deslizamiento, ancho de fisura, etc. en las ubicaciones donde se espere la respuesta máxima. Deben realizarse mediciones adicionales si así se requiere.

27.5.2.2. Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta que sean pertinentes con antelación no mayor de una hora antes de la aplicación del primer incremento de carga.

27.5.2.3. Debe realizarse un conjunto de mediciones de la respuesta después de que se coloca cada incremento de carga, y después de que la carga total T_t haya permanecido sobre la estructura por al menos ***24 horas***.

Para la lectura de las mediciones de flechas, después de aplicar cada nivel de carga, las mismas se realizarán en intervalos iguales de tiempo hasta que las flechas se hayan estabilizado.

C 27.5.2.3. Se considerará que las flechas se han estabilizado cuando la diferencia entre lecturas de flechas sucesivas, tomadas en un intervalo no menor de 2 minutos, no supere el ***10 %*** de la flecha inicial registrada para el escalón de carga actual. Cada escalón de carga se mantendrá por al menos ***2 minutos***.

27.5.2.4 Debe realizarse un conjunto final de mediciones de la respuesta ***24 horas*** después que se haya removido T_t .

27.5.3. Criterio de aceptación

C 27.5.3. Criterio de aceptación

27.5.3.1. La parte de la estructura ensayada no debe mostrar descascaramiento o aplastamiento del hormigón, ni otras evidencias de falla.

C 27.5.3.1. La evidencia de falla incluye deterioro (fisuración, descascaramiento o flecha), de tal magnitud y extensión que el resultado observado sea evidentemente excesivo e incompatible con los requisitos de seguridad de la estructura. No existen reglas simples aplicables para todos los tipos de estructura y condiciones. Si se ha producido un daño suficiente como para considerar que la estructura ha fallado la prueba, no se puede volver a realizar la prueba debido a que se considera que los elementos dañados no se deberían poner en servicio, ni aún con cargas menores.

El descascaramiento local del hormigón comprimido en elementos solicitados a flexión, debido a imperfecciones en el hormigonado, no indican necesariamente un deterioro estructural global. Los anchos de fisura son buenos indicadores del estado de la estructura y deberían ser observados para ayudar a determinar si el estado de la estructura es satisfactorio. Sin embargo, no es probable que en condiciones de campo se pueda lograr una predicción o medición exacta del ancho de fisura en elementos de hormigón armado. Es aconsejable establecer antes de la prueba los criterios relativos a los tipos de fisuras previstos, dónde y cómo se medirán las fisuras, y establecer límites o criterios aproximados para evaluar

nuevas fisuras o límites para los cambios en el ancho de las fisuras existentes.

27.5.3.2. Los elementos ensayados no deben tener fisuras que indiquen la inminencia de una falla por corte.

C 27.5.3.2. Las fuerzas se transmiten a través del plano de una fisura de corte por una combinación de trabazón de los agregados en la interfaz de la fisura, ayudada por la acción de sujeción de los estribos transversales y por el efecto pasador de los estribos que cruzan la fisura. Se supone que el elemento se aproxima a una falla inminente por corte cuando la longitud de la fisura se alargue hasta aproximarse a una longitud horizontal proyectada igual a la altura del elemento y simultáneamente se ensanche a tal punto que se pierda la trabazón del agregado y los estribos transversales, si existen, entren en fluencia o presenten una pérdida de anclaje como para amenazar su integridad.

27.5.3.3. En las zonas de elementos estructurales que no cuenten con armadura transversal, debe ser evaluada la aparición de fisuras estructurales inclinadas respecto al eje longitudinal y que tengan una proyección horizontal mayor que la altura del elemento en el punto medio de la fisura. Para elementos de altura variable, la altura debe medirse en la mitad central de la fisura.

C 27.5.3.3. Las fisuras inclinadas pueden llevar a una falla frágil en elementos sin armadura transversal. Cuando no exista armadura transversal, es aconsejable evaluar todas las fisuras inclinadas.

27.5.3.4. En zonas de anclaje o empalmes por yuxtaposición, la aparición a lo largo de la armadura de una serie de fisuras cortas inclinadas o de fisuras horizontales debe ser evaluada.

C 27.5.3.4. La fisuración a lo largo del eje de barras de armadura en las zonas de anclaje puede estar relacionada con tensiones altas asociadas con la transferencia de fuerzas entre la armadura y el hormigón. Estas fisuras pueden ser una indicación de una falla frágil inminente del elemento si se encuentran asociadas al anclaje de la armadura principal. Es importante evaluar sus causas y consecuencias.

27.5.3.5. Las flechas medidas deben cumplir con:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} \qquad (27.5.3.5)$$

C 27.5.3.5. Si la estructura no muestra evidencia de falla, se usa la recuperación de la flecha después de remover la carga de prueba para determinar si la resistencia de la estructura es satisfactoria.

27.5.3.6. Si la máxima flecha medida durante la prueba, $\boldsymbol{\Delta_1}$, no excede la mayor de ***1,3 mm*** o $\boldsymbol{\ell_t / 2000}$, los requisitos para la flecha residual de 27.5.3.5 se pueden ignorar.

C 27.5.3.6. En el caso de una estructura muy rígida, los errores de medición bajo condiciones de campo pueden ser del mismo orden de las flechas reales y su recuperación. Con el fin de no penalizar una estructura satisfactoria en ese caso, la medición de la recuperación se ignora si la máxima flecha no excede la mayor de $\boldsymbol{1{,}3\ mm}$ o $\boldsymbol{\ell_t/2000}$.

27.5.3.7. Si no se cumple con 27.5.3.5 ó 27.5.3.6, se puede repetir la prueba de carga siempre y cuando la segunda prueba de carga se inicie después de que hayan transcurrido ***72 horas*** de la remoción de las cargas aplicadas externamente en la primera prueba de carga.

27.5.3.8. La parte de la estructura ensayada en la repetición de la prueba de carga debe considerarse aceptable si:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \qquad (27.5.3.8)$$

27.6. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA DE CARGA CÍCLICA

27.6.1. Se permite evaluar la resistencia de una estructura existente por medio de una prueba de carga cíclica.

27.6.2. El criterio de aceptación de los resultados de la prueba de carga cíclica debe estar especificado en los Documentos de Construcción.

27.6.3. Si un elemento no satisface los criterios de la prueba de carga cíclica, se permite repetir la prueba del elemento o la estructura siempre y cuando estén especificadas las condiciones en los Documentos de Construcción.

C 27.6. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA DE CARGA CÍCLICA

C 27.6.1. La prueba de carga cíclica consiste en la aplicación cíclica de carga y su remoción sobre de una estructura o elemento estructural. El protocolo de la prueba de carga cíclica descrito en ACI 437.2 incluye la aplicación de niveles de carga incrementales a una estructura, en ciclos repetitivos de carga. La medición de la respuesta carga-deformación de la estructura es utilizada para evaluar el comportamiento del elemento ensayado. El criterio de aceptación de la prueba de carga cíclica se basa en la desviación de la respuesta carga-deformación con respecto a un comportamiento linealmente elástico, en la permanencia de desplazamientos durante cada ciclo de la carga de prueba y en la recuperación de estos después de terminar la prueba de carga.

C 27.6.2. Se puede consultar el ACI 437.2, hasta tanto se emita un documento al respecto, que da información sobre los criterios de aceptación de los resultados de la prueba de carga cíclica.

C 27.6.3. De manera de ser congruentes con el protocolo de prueba monotónica, este Reglamento permite ignorar el límite establecido por el ACI 437.2 para inhibir la repetición del ensayo.

ANEXO I – ANEXO LOCAL ARGENTINO SOBRE SOLDADURA

“SOLDADURA DE BARRAS DE ACERO PARA ARMADURAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN”

ÍNDICE

CAPÍTULO 1.	**REQUERIMIENTOS GENERALES**	1
I.1.1.	CAMPO DE VALIDEZ	1
I.1.2.	MATERIALES	1
I.1.2.1.	Acero Estructural	1
I.1.2.1.1	Normas Aplicables	1
I.1.2.2.	Metal de Aporte	2
I.1.3.	PROCESOS DE SOLDADURA APLICABLES	2
I.1.4.	REQUERIMIENTOS Y SELECCIÓN DE MATERIAL DE APORTE	3
I.1.4.1	Selección por igualación	3
I.1.4.2	Otras combinaciones de material base y aporte	3
I.1.4.3	Requerimientos para los consumibles y electrodos de soldadura	3
I.1.5.	DISEÑO GEOMÉTRICO DE UNIONES SOLDADAS	7
I.1.5.1.	Junta a tope directa	7
I.1.5.2.	Junta a tope indirecta	7
I.1.5.3.	Junta de solape o yuxtaposición	7
I.1.5.4.	Otros diseños de junta	7
CAPÍTULO 2.	**DISEÑO DE UNIONES SOLDADAS**	
I.2.1.	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE	14
I.2.1.1	Capacidad de carga admisible en las uniones soldadas	14
I.2.1.1.1	Uniones soldadas a tope directas con juntas de penetración completa (JPC)	14
I.2.1.1.2	Uniones soldadas con juntas de filete, juntas acampanadas simples y en V	14
I.2.1.2	Áreas, tamaños y largos efectivos de las soldaduras	14
I.2.1.2.1	Soldadura a tope directa con JPC	14
I.2.1.2.2	Soldaduras con juntas acampanadas simples y acampanadas en V	14
I.2.1.2.3	Soldadura de filete	17
CAPÍTULO 3.	**ESPECIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA**	18
I.3.1.	CAMPO DE VALIDEZ	18
I.3.2	REQUERIMIENTOS PARA LA ELABORACIÓN DE UNA EPS	18
CAPÍTULO 4.	**CALIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTOS (EPS) Y SOLDADORES**	20
I.4.1.	REQUERIMIENTOS GENERALES	20
I.4.2.	ESPECIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (EPS)	20
I.4.2.1.	Preparación de la EPS y del registro de calificación de procedimiento (RCP)	20

I.4.2.2.	Variables esenciales	20
I.4.2.3.	Métodos de ensayo	20
I.4.2.4.	Posiciones de soldadura para los ensayos	20
I.4.2.5.	Preparación, tipo y cantidad de ensayos de calificación de una EPS	24
I.4.2.5.1.	Probetas de soldadura para ensayos de tracción	24
I.4.2.5.2.	Probetas para macroataque	24
I.4.2.5.3.	Métodos de ensayo	24
I.4.2.5.4.	Criterio de aceptación para los ensayos de calificación de EPS	24
I.4.3.	CALIFICACIÓN DE HABILIDAD PARA SOLDADORES	27
I.4.3.1.	Variables esenciales	27
I.4.3.1.1.	Generales	27
I.4.3.2.	Posiciones de soldadura para los ensayos	27
I.4.3.3.	Preparación, tipo y cantidad de ensayos de calificación de habilidad del soldador	29
I.4.3.3.1.	Condiciones generales	29
I.4.3.3.2.	Probetas de soldadura para ensayos de calificación de soldador	29
I.4.3.3.3.	Probetas de tracción	29
I.4.3.3.4.	Probetas de macroataque	29
I.4.3.3.5.	Métodos de ensayo (tracción y macroataque)	31
I.4.3.3.6.	Ensayo de filete	31
I.4.3.3.7.	Criterio de aceptación para los ensayos de calificación de soldador	31
I.4.3.4.	Reensayo	31
CAPÍTULO 5.	**FABRICACIÓN, INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD**	32
I.5.1.	REQUERIMIENTOS GENERALES	32
I.5.2.	DESVIACIONES PERMITIDAS EN EL MONTAJE O PRESENTACIÓN DE LAS UNIONES DE BARRAS UTILIZADAS PARA ARMADURAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN	32
I.5.2.1.	Alineación	32
I.5.3.	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA LAS SOLDADURAS DE PRODUCCIÓN	33
I.5.4.	TAMAÑO DE LA SOLDADURA	33
I.5.5.	INSPECCIÓN RADIOGRÁFICA (RI)	33

CAPÍTULO 1. REQUERIMIENTOS GENERALES

I.1.1. CAMPO DE VALIDEZ

Este Anexo contiene los requerimientos mínimos para el diseño y ejecución de soldaduras de barras de acero para armaduras en estructuras de hormigón.

Dichos requerimientos están centrados en aspectos de diseño de las uniones soldadas para aceros estructurales en un todo de acuerdo con el ***Reglamento CIRSOC 201-2024***, Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón del cual este ***Anexo I*** forma parte.

Este ***Anexo I*** abarca los requerimientos relacionados con la elaboración de la Especificación de Procedimientos de Soldadura (EPS) y calificación de éstos, así como la calificación de soldadores y operadores. Establece además los requisitos de calidad e inspección para la soldadura de barras de acero para armaduras de hormigón.

Este Anexo es aplicable a la soldadura de unión entre barras de acero para armadura en estructuras de hormigón, así como entre dichas barras de acero y otro elemento estructural de acero contemplado en el ***Reglamento CIRSOC 304-2007 – Reglamento Argentino para la Soldadura de Estructuras en Acero***.

I.1.2. MATERIALES

En general para cada Proyecto Estructural se deberán adoptar las especificaciones de materiales fijadas en las normas vigentes a la fecha de ejecución del Proyecto. Cuando la norma IRAM correspondiente no haya sido emitida o se encuentre en proceso de revisión se aplicarán normas de otros países aceptadas por IRAM o normas ISO para uso en armaduras para hormigón.

I.1.2.1. Acero estructural

I.1.2.1.1. Normas aplicables

Los materiales que se utilizan dentro de este Anexo deberán cumplir con alguna de las siguientes normas:

IRAM-IAS U 500-207	Barras de acero conformadas de dureza natural, soldables, para armadura en estructuras de hormigón.
IRAM-IAS U 500-502	Barras de acero laminadas en caliente, lisas y de sección circular para armadura en estructuras de hormigón.
IRAM-IAS U 500-528	Barras de acero conformadas de dureza natural, para armaduras en estructuras de hormigón
IRAM-IAS U500-503	Aceros al carbono de uso estructural.
IRAM-IAS U500-558	Perfiles ángulo de acero, de alas iguales, laminados en caliente.
IRAM-IAS U500-561	Perfiles T de acero, laminados en caliente.

Cualquier combinación de estos aceros podrán ser soldados entre sí y a su vez podrán soldarse a cualquiera de los aceros contemplados en la edición vigente del ***Reglamento CIRSOC 304-2007***.

I.1.2.2. Metal de aporte

Los electrodos o materiales de aporte deberán cumplir con alguna de las siguientes normas:

IRAM-IAS U500-601 Soldadura por arco. Electrodos de acero al carbono revestidos.

IRAM-IAS U500-127 Soldadura por arco. Electrodos de baja aleación revestidos.

IRAM-IAS U500-166 Soldadura. Alambres y varillas de acero al carbono para procesos de soldadura eléctrica con protección gaseosa.

IRAM-IAS U500-232 Soldadura. Alambres y varillas de acero al carbono y de baja aleación para procesos de soldadura eléctrica con protección gaseosa.

IRAM-IAS U500-233 Soldadura. Alambres tubulares de acero al carbono.

IRAM-IAS U500-234 Soldadura. Alambres tubulares de acero de baja aleación.

I.1.3. PROCESOS DE SOLDADURA APLICABLES

Este Anexo permite la aplicación de los siguientes procesos de soldadura por arco eléctrico:

(a) Soldadura por arco con electrodo revestido (SMAW).

(b) Soldadura por arco eléctrico con protección gaseosa (semiautomático alambre macizo), GMAW.

(c) Soldadura por arco con alambre tubular (semiautomático alambre tubular), con o sin protección gaseosa. (FCAW).

(d) Para los procesos (b) y (c) deberán ser utilizadas únicamente máquinas de soldar con fuente de poder de tensión constante.

I.1.4. REQUERIMIENTOS Y SELECCIÓN DEL MATERIAL DE APORTE

I.1.4.1. Selección por igualación

En la ***Tabla I.1.1*** se indican las diferentes combinaciones de materiales de aporte, bajo el criterio de igualación de resistencia con el material base, correspondientes a los procesos de soldadura aplicables según el artículo I.1.3 en barras de acero para armadura en estructuras de hormigón, con requisitos de soldabilidad, de acuerdo con las normas ***IRAM- IAS U500-502***, ***U 500-207***.

Por su parte la ***Tabla I.1.2*** indica las diferentes combinaciones de materiales de aporte, bajo el criterio de igualación de resistencia con el material base, correspondientes a los procesos de soldadura aplicables según el artículo I.1.3 en barras de acero lisas o conformadas, sin requisitos de soldabilidad, para armaduras en estructuras de hormigón, de acuerdo con las normas ***IRAM-IAS U 500-502, U 500-528 y U 500-503*** (con y sin requisitos de soldabilidad).

I.1.4.2. Otras combinaciones de material base y aporte

Se podrán utilizar otras combinaciones diferentes a las indicadas en las ***Tablas I.1.1 y I.1.2***, pero las mismas deberán ser establecidas en las especificaciones de contrato y desarrolladas con procedimientos de soldadura calificados de acuerdo con el ***Capítulo 4 de este Anexo I***. Cuando los materiales base a ser soldados presenten resistencia disímil, el material de aporte a ser seleccionado deberá tener una resistencia igual o mayor que el material base de menor resistencia.

I.1.4.3. Requerimientos para los consumibles y electrodos de soldadura

Todos los consumibles y electrodos para la soldadura, especificados en el artículo I.1.4 deberán cumplir con lo indicado en el artículo 5.3 del ***Reglamento CIRSOC 304-2007***.

Tabla I.1.1. Selección del metal de aporte para la soldadura de barras de acero para armaduras de estructuras de hormigón, con requisitos de soldabilidad.

Requerimientos del metal base [1]			Requerimientos del metal de aporte [2]		
Designación de la barra	**Límite de fluencia característico**	**Resistencia a la tracción característica**	**Proceso**	**Especificación del metal de aporte**	**Clasificación del metal de aporte**
	MPa	**MPa**			
AL 220 S	220	340	Soldadura manual	IRAM-IAS U 500-601 (AWS A5.1) IRAM-IAS U 500-127 (AWS A5.5)	E5115, E5116, E5118 (E7015, E7016, E7018) E4815-X, E4816-X, E4818-X (E7015-X, E7016-X, E7018-X)
			Soldadura semi-automática alambre macizo	IRAM-IAS U 500-166 (AWS A5.18) AWS A5.28	E50S-X (ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM, excepto -GS) ER70S-XXX, E70C-XXX
			Soldadura semi-automática alambre tubular	AWS A5.20 AWS A5.29	E7XT-X, E7XT-XM (excepto -2, -3, -10, -G, -S, -GS, -13, -14) E7XTX-X, E7XTX-XM
ADN 420 S	420	500	Soldadura manual	IRAM-IAS U 500-127 (AWS A5.5)	E5515-X, E5516-X, E5518-X (E8015-X, E8016-X, E8018-X) (preferente – C3)
			Soldadura semi-automática alambre macizo	AWS A5.28	ER80S-X, ER80S-XM
			Soldadura semi-automática alambre tubular	AWS A5.29	E8XTX-X, E8XTX-XM

NOTAS:

(1) Cuando no se disponga de las normas IRAM correspondientes y hasta tanto no se realice el estudio de las mismas, se podrán emplear para la elaboración de una EPS otras normas reconocidas por IRAM para los materiales de la Tabla I.1.2. Esta alternativa deberá ser aprobada por el Ingeniero responsable y tener el acuerdo contractual correspondiente.

(2) *Los materiales de aporte correspondientes a los grupos de aleación B3, B3L, B4L, B5, B5L, B6, B6L, B7, B7L, B8, B8L y B9 no pueden ser aplicados para una EPS realizada según el Capítulo 3 de este Anexo I.*

Tabla I.1.2. Selección del metal de aporte para la soldadura de barras de acero para armaduras de estructuras de hormigón, sin requisitos de soldabilidad.

Requerimientos del metal base [1] [2] [3]			Requerimientos del metal de aporte		
Grupo de Acero	Límite de fluencia	Resistencia a la tracción	Proceso	Especificación del metal de aporte	Clasificación del metal de aporte
	MPa	MPa			
I	≤350	≤500	Soldadura manual	IRAM-IAS U 500-601 (AWS A5.1) IRAM-IAS U 500-127 (AWS A5.5)	E51XX (E70XX) E48XX-X (E70XX-X)
			Soldadura semi-automática alambre macizo	IRAM-IAS U 500-166 (AWS A5.18) AWS A5.28	E50S-X (ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM, excepto -GS) ER70S-XXX, E70C-XXX
			Soldadura semi-automática alambre tubular	AWS A5.20 AWS A5.29	E7XT-X, E7XT-XM E7XTX-X, E7XTX-XM
II	>350 ≤420	>500 ≤550	Soldadura manual	IRAM-IAS U 500-601 (AWS A 5.1) IRAM-IAS U 500-127 (AWS A 5.5)	E51XX (E70XX) E48XX-X (E70XX-X)
			Soldadura semi-automática alambre macizo	IRAM-IAS U 500-166 (AWS A5.18) AWS A5.28	E50S-X (ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM, excepto -GS) ER70S-XXX, E70C-XXX
			Soldadura semi-automática alambre tubular	AWS A5.20 AWS A5.29	E7XT-X, E7XT-XM E7XTX-X, E7XTX-XM

Tabla I.1.2. Selección del metal de aporte para la soldadura de barras de acero para armaduras de estructuras de hormigón, sin requisitos de soldabilidad. (continuación)

Requerimientos del metal base (1) (2) (3)			Requerimientos del metal de aporte		
Grupo de Acero	Límite de fluencia	Resistencia a la tracción	Proceso	Especificación del metal de aporte	Clasificación del metal de aporte
	MPa	MPa			
III	>420 ≤500	>550 ≤600	Soldadura manual	IRAM-IAS U 500-127 (AWS A5.5)	E55XX-X (E80XX-X) (3)
			Soldadura semi-automática alambre macizo	AWS A5.28	ER80S-XXX, E80C-XXX (3)
			Soldadura semi-automática alambre tubular	AWS A5.29	E8XTX-X, E8XTX-XM (3)

NOTAS:

(1) Cuando no se disponga de las normas IRAM correspondientes y hasta tanto no se realice el estudio de las mismas, se podrán emplear para la elaboración de una EPS otras normas reconocidas por IRAM para los materiales de la Tabla I.1.2. Esta alternativa deberá ser aprobada por el Ingeniero responsable y tener el acuerdo contractual correspondiente.

(2) Los materiales de aporte correspondientes a los grupos de aleación B3, B3L, B4L, B5, B5L, B6, B6L, B7, B7L, B8, B8L y B9 no pueden ser aplicados para una EPS realizada según el Capítulo 3 de este Anexo I.

(3) Válido sin requisitos de soldabilidad para aceros contemplados en las normas IRAM-IAS U500-502 y U500-528 y con y sin requisitos de soldabilidad para los aceros contemplados en la norma IRAM-IAS U500-503

I.1.5. DISEÑO GEOMÉTRICO DE UNIONES SOLDADAS

I.1.5.1. Junta a tope directa

Este diseño corresponde a una Junta biselada de Penetración Completa (JPC) y se utilizará para la unión de una barra de acero a otra pudiendo aplicarse en todas las posiciones de soldadura. La ***Tabla I.1.3*** y la ***Figura I.1.1*** describen los requerimientos para estos diseños de junta.

I.1.5.2. Junta a tope indirecta

La unión a tope podrá ser realizada entre dos barras de acero utilizando un elemento de empalme en chapa de acero o un perfil en ángulo o L, aplicando la soldadura en diseños de junta acampanada simple o doble tal como se indica en la ***Figura I.1.2 (A, B)***.

I.1.5.3. Junta de solape o yuxtaposición

Las juntas de solape o yuxtaposición podrán ser directas o indirectas. La junta de solape directa se deberá realizar con las barras en contacto mediante diseños de juntas acampanadas en V, tal como se indica en la ***Figura I.1.3 (A)***. Las juntas de solape directas se podrán realizar como empalmes de yuxtaposición simples o dobles, soldados de un solo lado, siguiendo las indicaciones de la norma ***IRAM-IAS U 500-97-2003***. En tanto las uniones de solape indirectas se realizarán con las barras separadas, utilizando un elemento de empalme en chapa de acero y diseño de junta acampanada simple tal como se indica en la ***Figura I.1.3 (B)***.

Otra forma permitida de unión soldada indirecta consiste en utilizar dos barras de empalme entre las barras a unir tal como se indica en la ***Figura I.1.3 (C)***.

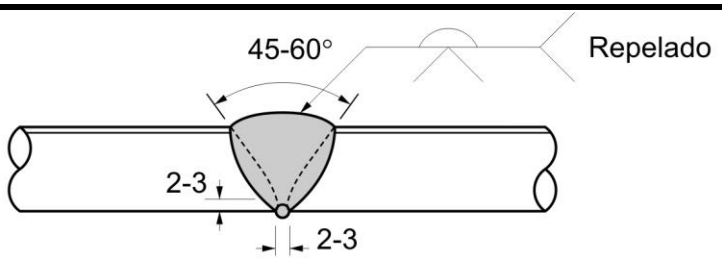
I.1.5.4. Otros diseños de junta

La unión a tope directa entre barras de diferentes diámetros se deberá resolver con un diseño de junta de transición, tal como se muestra en la ***Figura I.1.4***.

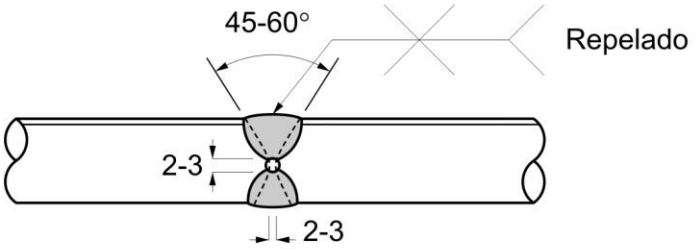
Los diseños de junta indicados en la ***Figura I.1.5*** podrán ser aplicados en uniones de barras con otros elementos estructurales no tubulares comprendidos en el ***Reglamento CIRSOC 304-2007*** así como en anclajes, chapas base o insertos.

Tabla I.1.3. Requerimientos para juntas a tope directas de penetración completa (JPC)

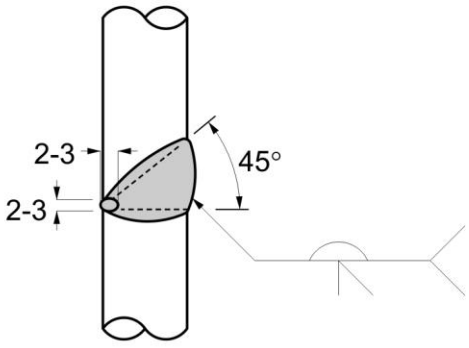
Requerimientos para juntas de penetración completa (JPC) en uniones a tope directas		
Orientación de la barra	**Tipo de JPC recomendada**	**Figura I.1.1**
Horizontal	V X	A B
Vertical	1/2 V K	C D



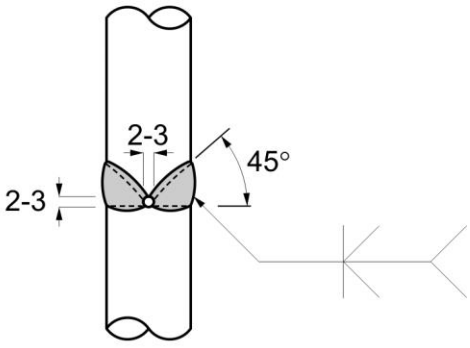
(A) Junta con bisel en V



(B) Junta con bisel en X



(C) Junta con bisel en ½ V

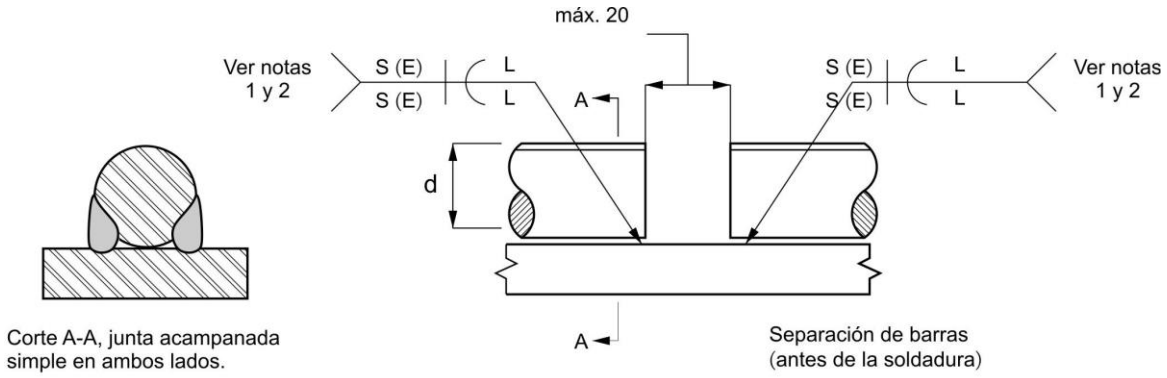


(D) Junta con bisel en K

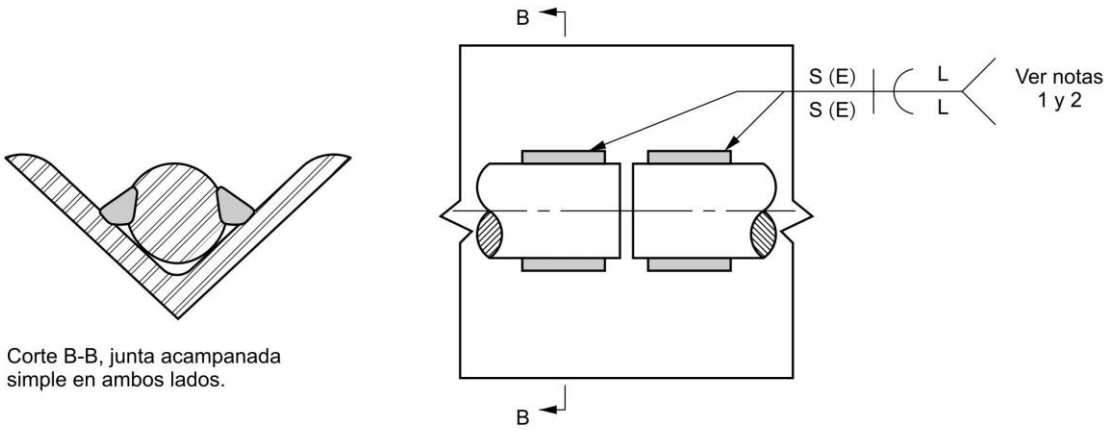
Nota:

Las medidas están expresadas en mm.

Figura I.1.1. Diseño de uniones a tope directas con JPC



(A) Unión a tope indirecta con chapa o planchuela de empalme



(B) Unión a tope indirecta con perfil en ángulo o L de empalme

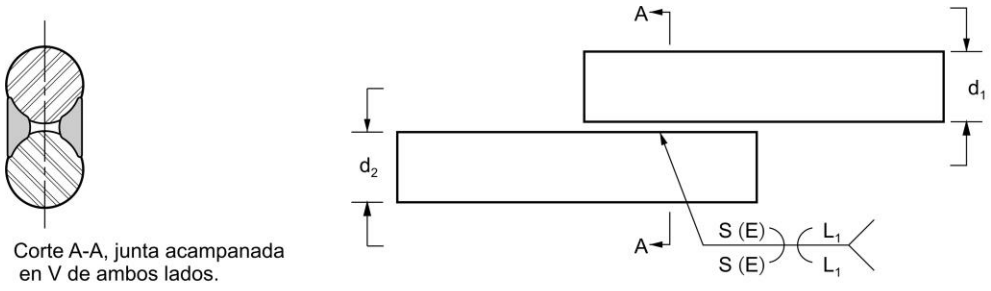
(1) **L ≥ 2d** siendo **d** (diámetro de la barra)

(2) Las separaciones entre barras y chapa pueden variar en función de las deformaciones

NOTAS:

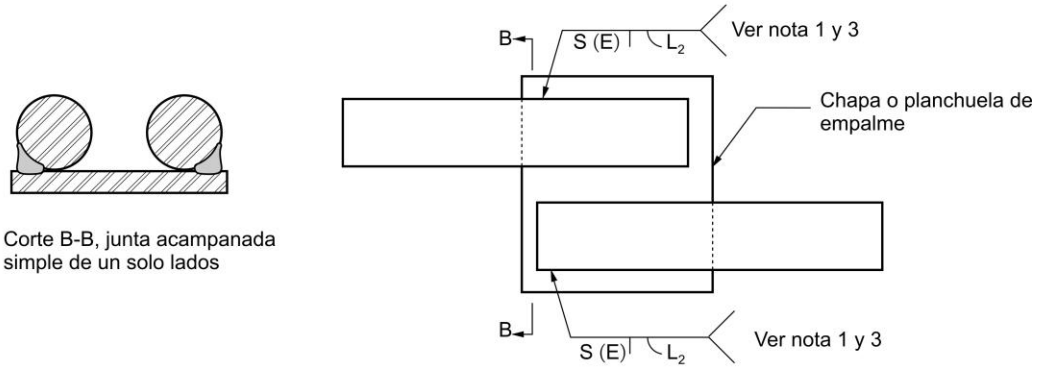
- *Los efectos de excentricidad y restricción deberán ser considerados en el diseño de la unión*
- *Las medidas están expresadas en mm.*

Figura I.1.2. Uniones soldadas a tope indirectas



Corte A-A, junta acampanada en V de ambos lados.

(A) Unión de solape o yuxtaposición directa o con las barras en contacto

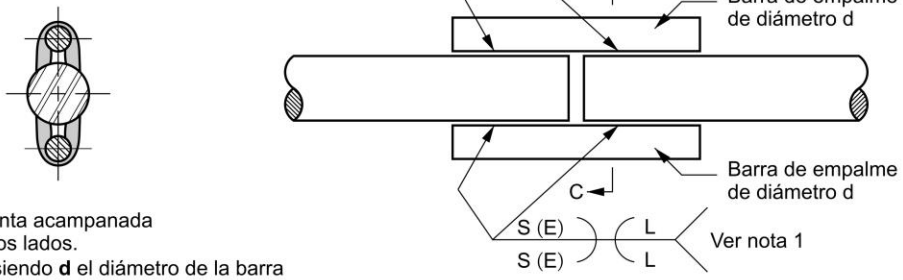


Corte B-B, junta acampanada simple de un solo lados

(1) Los efectos de la excentricidad y la restricción deberán ser considerados en el diseño de la unión
(2) $\mathbf{L_1 \geq 2\ d_1;\ d_1 \leq d_2}$
(3) $\mathbf{L_2 \geq 2\ d_1}$; siendo **d** el diámetro de la barra

Nota: Las separaciones entre barras y chapa pueden variar en función de las deformaciones

(B) Unión de solape o yuxtaposición indirecta con barras separadas



Corte C-C, junta acampanada en V de ambos lados.
(1) **L** $\geq$ **2d,** siendo **d** el diámetro de la barra

(C) Unión con barras de empalme o unión de yuxtaposición doble

Figura I.1.3. Juntas de solape o yuxtaposición

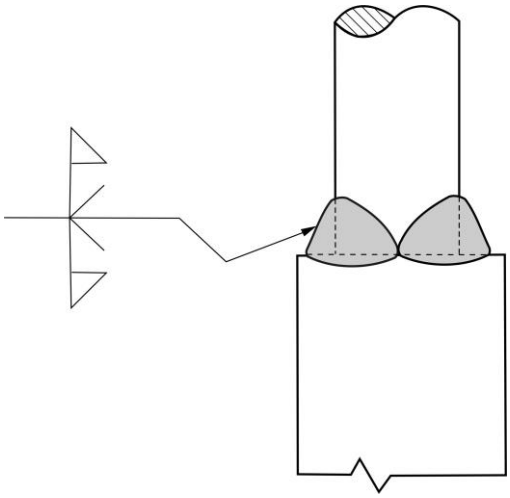
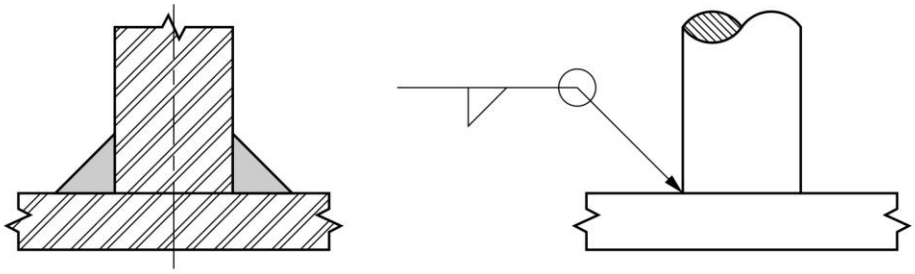
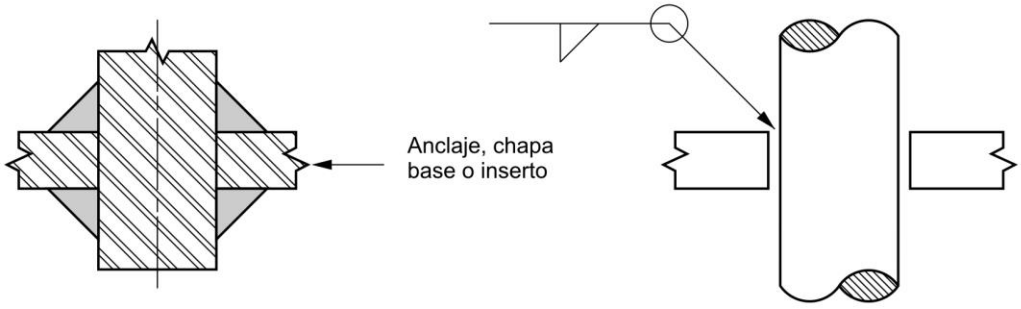


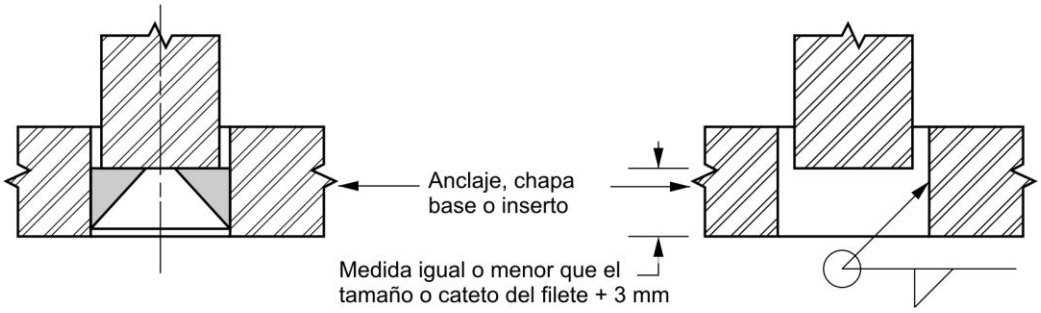
Figura I.1.4. Unión a tope directa con transición entre barras de diferente diámetro



(A) Soldadura de filete exterior

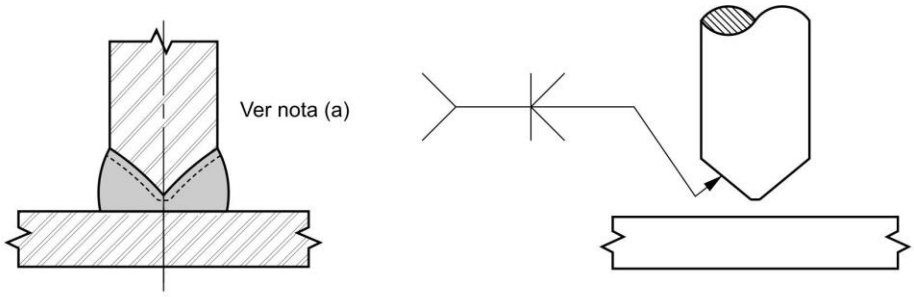


(B) Soldadura de filete exterior

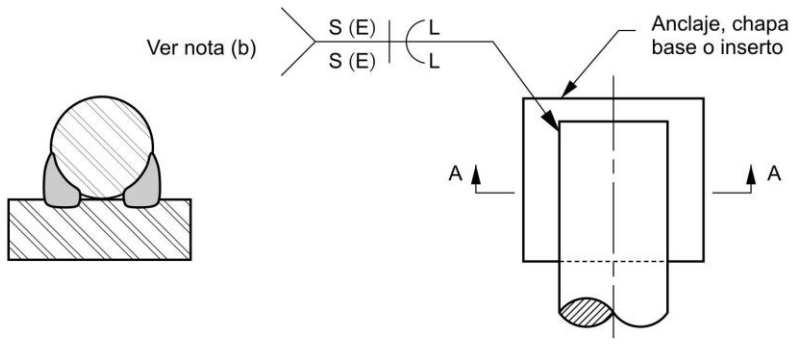


(C) Soldadura de filete interna

Figura I.1.5. Detalles de juntas para soldaduras de barras en anclajes, chapas bases o insertos



(D) Unión T - Soldadura con junta de penetración completa (JPC)



(E) Unión por yuxtaposición o solape en anclaje utilizando soldaduras con junta acampanada simple

(a) Se requiere repelado para saneado de la raíz antes de soldar del otro lado de la junta. Para barras de diámetro menor o igual que 25 mm se recomienda aplicar un bisel en ½ V y soldadura de respaldo.
(b) **L ≥ 2d** siendo **d** el diámetro de la barra.

Figura I.1.5. Detalles de juntas para soldaduras de barras en anclajes, chapas bases o insertos (continuación)

CAPÍTULO 2. DISEÑO DE UNIONES SOLDADAS

I.2.1. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

En todos aquellos elementos estructurales donde la unión soldada no ha sido diseñada para resistir cargas o acciones externas (uniones no resistentes), no será necesaria la aplicación de este Capítulo.

La capacidad de carga de las uniones soldadas no deberá exceder las cargas admisibles calculadas según este ***Anexo I***, aplicando el método convencional de diseño por tensión admisible (DTA o ASD) del ***Reglamento CIRSOC 304-2007***, o las directivas del ***Reglamento CIRSOC 201-2024***, que utiliza el método de diseño por factores de carga y resistencia (DFR o LRFD).

I.2.1.1. Capacidad de carga admisible en las uniones soldadas

I.2.1.1.1. Uniones soldadas a tope directas con Juntas de Penetración Completa (JPC)

El criterio de selección del metal de aporte, por igualación de resistencia (tracción y fluencia), con diferentes combinaciones de material base (barras) está dado en las ***Tablas I.1.1.y I.1.2***. Para combinaciones de material base perteneciente a diferentes grupos de acero para las barras indicadas en las ***Tablas I.1.1 y I.1.2*** se seleccionará el metal de aporte que iguale al acero de menor resistencia en la unión.

En todos los casos, ya sea que la soldadura se realice desde un solo lado o de ambos, el tamaño de la misma será igual al espesor de los materiales base a unir, ver la ***Figura I.2.1***. Por su parte la capacidad de carga admisible, según el método convencional DTA, deberá establecerse de acuerdo con la ***Tabla I.2.1*** de tensiones admisibles en las soldaduras de barras.

I.2.1.1.2. Uniones soldadas con juntas de filete, juntas acampanadas simples y en V

El criterio de selección del metal de aporte, por igualación de resistencia (tracción y fluencia), con diferentes combinaciones de material base para uniones de filete en general, de solape o yuxtaposición directas e indirectas y para uniones a tope indirectas está dado en las ***Tablas I.1.1 y I.1.2***. Por su parte la capacidad de carga admisible, según el método convencional DTA, deberá establecerse de acuerdo con la ***Tabla I.2.1*** de tensiones admisibles en las soldaduras de barras.

I.2.1.2. Áreas, tamaños y largos efectivos de las soldaduras

I.2.1.2.1. Soldadura a tope directa con JPC

El área efectiva o sección resistente queda definida por la sección nominal de la barra de acero que será soldada, tal como se indica en la ***Figura I.1.1***. Si se unen diferentes diámetros de barras el área corresponderá a la de menor diámetro.

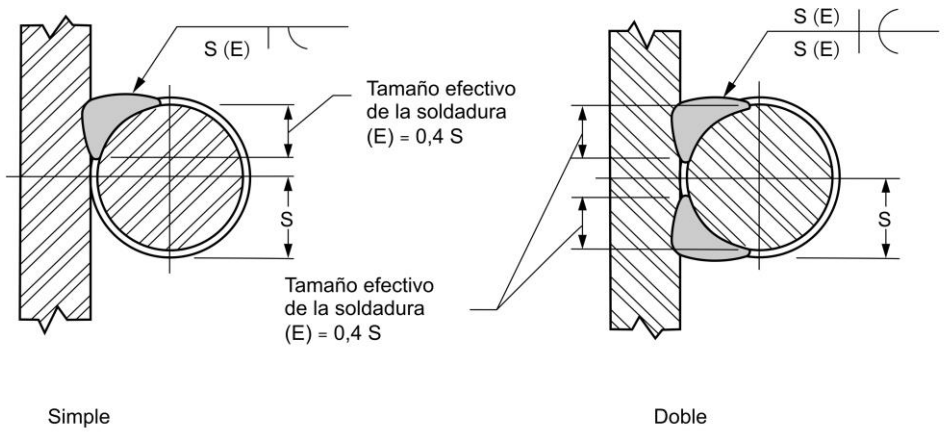
I.2.1.2.2. Soldaduras con juntas acampanadas simples y acampanadas en V

El área efectiva o sección resistente quedará definida como el producto del largo efectivo de la soldadura multiplicado por el tamaño efectivo de la misma tal como se indica en la ***Figura I.2.1***.

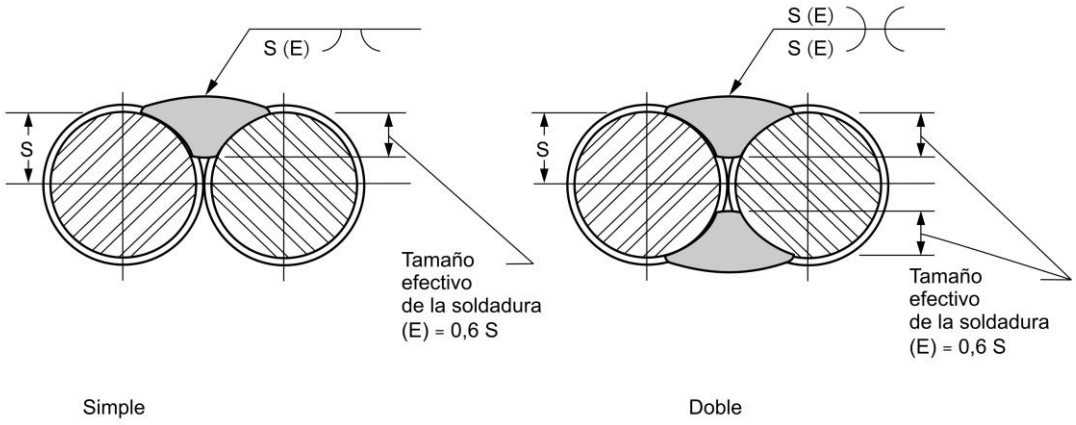
El largo mínimo de la soldadura deberá ser igual o mayor que dos veces el diámetro de la barra de acero (**d**), para uniones de barras de igual diámetro, o dos veces el diámetro de la barra de menor diámetro, para uniones de barras con diámetros diferentes.

El tamaño efectivo de la soldadura (E), para un perfil de llenado de la junta como el indicado en la

Figura I.2.1, deberá ser igual a **0,40R** para juntas acampanadas simples, siendo **R** el radio de la barra de acero y para juntas acampanadas en V deberá ser igual a **0,60R**. En los casos de uniones con barras de diferentes diámetros, **d**, el radio a utilizar corresponderá a la barra de menor diámetro de la unión.



(A) Junta acampanada



(B) Junta acampanada en V

Nota: Radio de la barra (R) = S

Figura I.2.1. Tamaño efectivo de la soldadura en juntas acampanadas

Tabla I.2.1. Tensiones Admisibles para el Diseño Convencional (DTA o ASD) en Cargas Estáticas de Uniones Soldadas de Barras de Acero para Armaduras en Estructuras de Hormigón

Tipo de unión soldada	Tipo de tensión aplicada		Tensiones admisibles	Nivel de resistencia requerido del metal de aporte (1)
Soldaduras a tope directas con junta de penetración completa, JPC	Tracción normal al área efectiva		Igual al metal base	Se debe usar un metal de aporte que iguale el nivel de resistencia del metal base.
	Compresión normal al área efectiva		Igual al metal base	Se debe usar un metal de aporte que iguale el nivel de resistencia del metal base o una clasificación **70 MPa** en menos, compatible con el metal base.
	Corte sobre el área efectiva		**0,30** × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma. La tensión de corte en el metal base será menor o igual que **0,40** × la tensión de fluencia del metal base	Se puede usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor al metal base.
Soldaduras con junta acampanada simple y en V	Compresión normal al área efectiva	Juntas no diseñadas como resistentes	**0,50** × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma, pero menor o igual que **0,60** × la tensión de fluencia del metal base	Se puede usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal base.
		Juntas diseñadas como resistentes	Igual material base	
	Corte sobre el área efectiva		**0,30** × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma. La tensión de corte en el metal base será menor o igual que **0,40** × la tensión de fluencia del metal base	
	Tracción normal al área efectiva		**0,30** × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma, pero menor o igual que **0,60** × la tensión de fluencia del metal base	
Soldadura de Filete	Corte en el área efectiva		**0,30** × resistencia nominal a la tracción del metal de aporte	Se puede usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal base.

Nota (1): Para aplicar el criterio de igualación de resistencia del metal de aporte con el metal base, ver las Tablas I.1.1 y I.1.2

I.2.1.2.3. Soldadura de filete

El área efectiva de la soldadura de filete para barras de acero se define como el producto de la garganta efectiva multiplicada por el largo efectivo de la soldadura.

El largo efectivo de una soldadura de filete circular se medirá a lo largo del eje de la soldadura.

La garganta efectiva se calculará como la mínima distancia entre la raíz y la cara de la soldadura de filete, restando a dicho valor la convexidad.

CAPÍTULO 3. ESPECIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA

I.3.1. CAMPO DE VALIDEZ

Este Capítulo cubre los requerimientos generales y específicos para la realización de la Especificación de Procedimiento de Soldadura (EPS) correspondientes a uniones soldadas con barras de acero para armaduras en estructuras de hormigón. Este ***Capítulo 3 del Anexo I*** se debe utilizar en conjunto con los capítulos correspondientes de los ***Reglamentos CIRSOC 201-2024 y 304-2007***.

La calificación de toda EPS se efectuará siguiendo los lineamientos del ***Capítulo 4 de este Anexo I***.

Para cada EPS calificada se deberá emitir un documento denominado Registro de Calificación del Procedimiento (RCP).

Toda EPS deberá ser escrita y será considerada a los fines de este Anexo I como un documento de ingeniería y/o fabricación.

I.3.2. REQUERIMIENTOS PARA LA ELABORACIÓN DE UNA EPS

Los requerimientos para la elaboración de una EPS de acuerdo con este ***Anexo I*** son los siguientes:

(1) Los diseños de juntas a ser utilizados deberán estar de acuerdo con los detalles de las ***Figuras I.1.1.(A), I.1.1.(B), I.1.1.(C), I.1.1.(D), I.1.2.(A), I.1.2.(B), I.1.3.(A), I.1.3.(B) y I.1.3.(C)*** u otros diseños específicos.

(2) Se utilizarán alguno de los siguientes procesos de soldadura: SMAW, GMAW y FCAW.

(3) La selección del material de aporte se deberá efectuar de acuerdo con lo indicado en la ***Tabla I.1.1 y I.1.2*** respectivamente.

(4) La mínima temperatura de precalentamiento y entre pasadas podrá ser calculada siguiendo el procedimiento recomendado en el ***Anexo IV del Reglamento CIRSOC 304-2007*** o la guía correspondiente a la ***Tabla I.3.1 de este Anexo I***.

(5) Todos las EPS deberán ser calificadas de acuerdo con el ***Capítulo 4 de este Anexo I***.

(6) En la soldadura de barras para aplicación en armaduras de hormigón con aceros de la ***Tabla I.1.1***, barras de acero con garantía de soldabilidad, según la norma ***IRAM-IAS U500-207***, se deberá seguir para la calificación de la EPS lo indicado en la norma ***IRAM-IAS U500-97***.

Tabla I.3.1. Temperatura mínima de precalentamiento y entre pasadas para procesos SMAW (Con electrodos de bajo hidrógeno) GMAW y FCAW [a,b]

Carbono Equivalente (CE_{IIW}) [c,d]	Diámetro de la barra (d)	Temperatura mínima
%	mm	°C
≤ 0,40	≤ 36 40 ≥ d ≤ 57	N/A[e] 10
0,40 > CE ≤ 0,45	≤ 36 40 ≥ d ≤ 57	N/A[e] 10
0,45 > CE ≤ 0,55	≤ 20 20 > d ≤ 40 40 > d ≤ 57	N/A[e] 10 100
0,55 > CE ≤ 0,65	≤ 20 20 > d ≤ 40 40 > d ≤ 57	40 100 150
0,65 > CE ≤ 0,75	≤ 20 20 > d ≤ 57	150 200
> 0,75	≤ 20 20 > d ≤ 57	150 260

(a) Cuando las barras son soldadas a otros elementos estructurales de acero será necesario considerar, para establecer la temperatura mínima de precalentamiento y entre pasadas, las características de tales aceros y lo recomendado en el Capítulo 3 del Reglamento CIRSOC 304-2007. Se deberá prestar especial atención a la soldadura de barras a elementos estructurales de aceros templados y revenidos. En todos los casos se utilizará la mayor temperatura de precalentamiento establecida por las tablas o metodología de cálculo utilizada.

(b) El precalentamiento deberá ser hecho de manera tal que asegure cubrir la sección completa de la barra a una distancia hacia cada lado de la junta mayor o igual que **150 mm**.

(c) Después de ejecutada la soldadura las barras deberán ser enfriadas en forma natural hasta la temperatura ambiente. No está permitido ningún enfriamiento acelerado.

(d) Cuando no sea posible obtener la composición química de la barra, el carbono equivalente será asumido en **0,75 %**.

(e) Si el metal base o la barra se encuentra a una temperatura menor que **0 °C**, antes de iniciar la soldadura, se deberá efectuar un precalentamiento hasta una temperatura mayor o igual que **20 °C**. Se recomienda, también, esta práctica para liberar humedad del material base.

CAPÍTULO 4. CALIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTOS (EPS) Y SOLDADORES

I.4.1. REQUERIMIENTOS GENERALES

Este Capítulo sigue los lineamientos establecidos, tanto en el campo de validez como en los requerimientos generales del ***Capítulo 4 del Reglamento CIRSOC 304-2007*** y los requerimientos particulares de este ***Anexo I***.

I.4.2. ESPECIFICACIÓN DE PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (EPS)

I.4.2.1. Preparación de la EPS y del Registro de Calificación del Procedimiento (RCP)

Toda EPS para ser calificada deberá estar escrita siguiendo los lineamientos de este ***Anexo I*** y del ***Capítulo 4 del Reglamento CIRSOC 304-2007***. Tanto para la elaboración de la EPS como del RCP se pueden utilizar como modelo los formularios del ***Anexo VI del Reglamento CIRSOC 304-2007***.

I.4.2.2. Variables esenciales

Cualquier cambio en una o algunas de las variables esenciales establecidas en la ***Tabla I.4.1*** requerirá una nueva calificación de la EPS.

I.4.2.3. Métodos de ensayo

Para determinar la resistencia a la tracción y la calidad del perfil de soldadura que asegure una soldadura sana y con adecuada integridad estructural, para una determinada EPS, se deberán efectuar los siguientes ensayos:

(1) Ensayo de tracción de la sección completa.

(2) Macroataque.

I.4.2.4. Posiciones de soldadura para los ensayos

Las posiciones para las soldaduras de producción y probetas de calificación estarán de acuerdo con lo especificado en el ***Capítulo 4 del Reglamento CIRSOC 304-2007***. Las ***Figuras I.4.1, I.4.2 y I.4.3*** adecuan dichas posiciones a los diseños particulares de soldaduras de barras de acero para armaduras en estructuras de hormigón consideradas en este ***Anexo I***.

Tabla I.4.1. Cambios en variables esenciales del RCP que requieren recalificación de la EPS para SMAW, GMAW y FCAW

Cambios en Variables Esenciales del RCP que Requieren Recalificación	Soldadura por arco con electrodo revestido (SMAW)	Soldadura por arco con alambre macizo y protección gaseosa (GMAW)	Soldadura por arco con alambre tubular (FCAW)
1) Cambio en la clasificación del metal de aporte hacia una de mayor resistencia, pero no en forma inversa	X	X	X
2) Cambio a un electrodo o tipo de protección no cubierto por las Tablas I.1.1 y I.1.2	X	X	X
3) Un cambio en el diámetro del electrodo:	Cualquier incremento	Cualquier incremento o disminución	Cualquier incremento
4) Un cambio en la corriente de soldadura para cada diámetro:	A un valor no recomendado por el fabricante del consumible	Incremento o disminución > 10 %	Incremento o disminución > 10 %
5) Un cambio en la tensión de soldadura para cada diámetro:	A un valor no recomendado por el fabricante del consumible	Incremento o disminución > 7 %	Incremento o disminución > 7 %
6) Un cambio en el tipo de corriente, polaridad o modo de transferencia (solo GMAW)		X	X
7) Un cambio en la velocidad de soldadura		X	X
8) Cambio en el gas de protección		X	X
9) Un incremento igual o mayor que 25 % o una disminución igual o menor que 25 % en el caudal de gas		X	X
10) Un cambio a una posición no calificada	X	X	X
11) Un cambio en el tipo de bisel	X	X	X
12) Un cambio en el diseño de la junta: (a) Una disminución en el ángulo del bisel > 5° (b) Una disminución en la apertura de raíz > 2 mm (c) Un incremento del talón > 2 mm	X	X	X
13) La eliminación, pero no el agregado, de un respaldo	X	X	X

Tabla I.4.2. Ensayos de calificación de Procedimientos (EPS)

Tipo de probeta para ensayo de calificación	Cantidad mínima de probetas a ser ensayadas	Cantidad mínima de probetas		Calificación para la producción
		Ensayos de Tracción	Macroataque	
Unión a tope directa con JPC, Figura I.4.4.(A)	2	2	2	Figuras I.1.1, I.1.4 y I.1.5.(D)
Unión en T, Figura I.4.4.(B)	2	2	2	Figuras I.1.4, I.1.5.(D)
Junta a tope indirecta, Figura I.4.4.(C)	2	2	2	Figuras I.1.2.(A) y (B), Figuras I.1.3 y I.1.5.(E)
Junta a tope indirecta, Figura I.4.4.(D)	2	2	2	Figura I.1.3.(C)
Juntas de filete según Figura I.4.3	2	-	2	Figuras I.1.5.(A), (B) y (C)

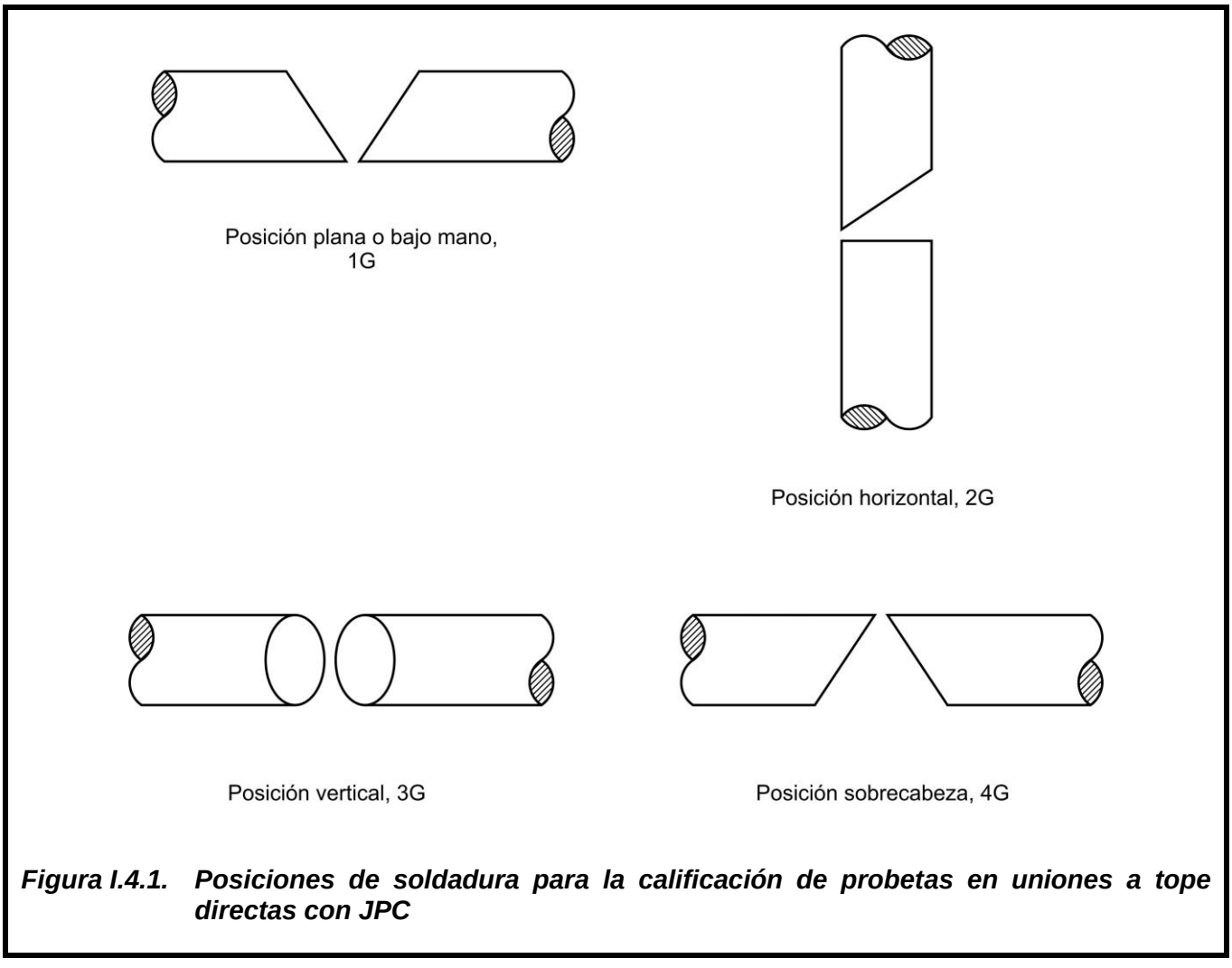


Figura I.4.1. Posiciones de soldadura para la calificación de probetas en uniones a tope directas con JPC

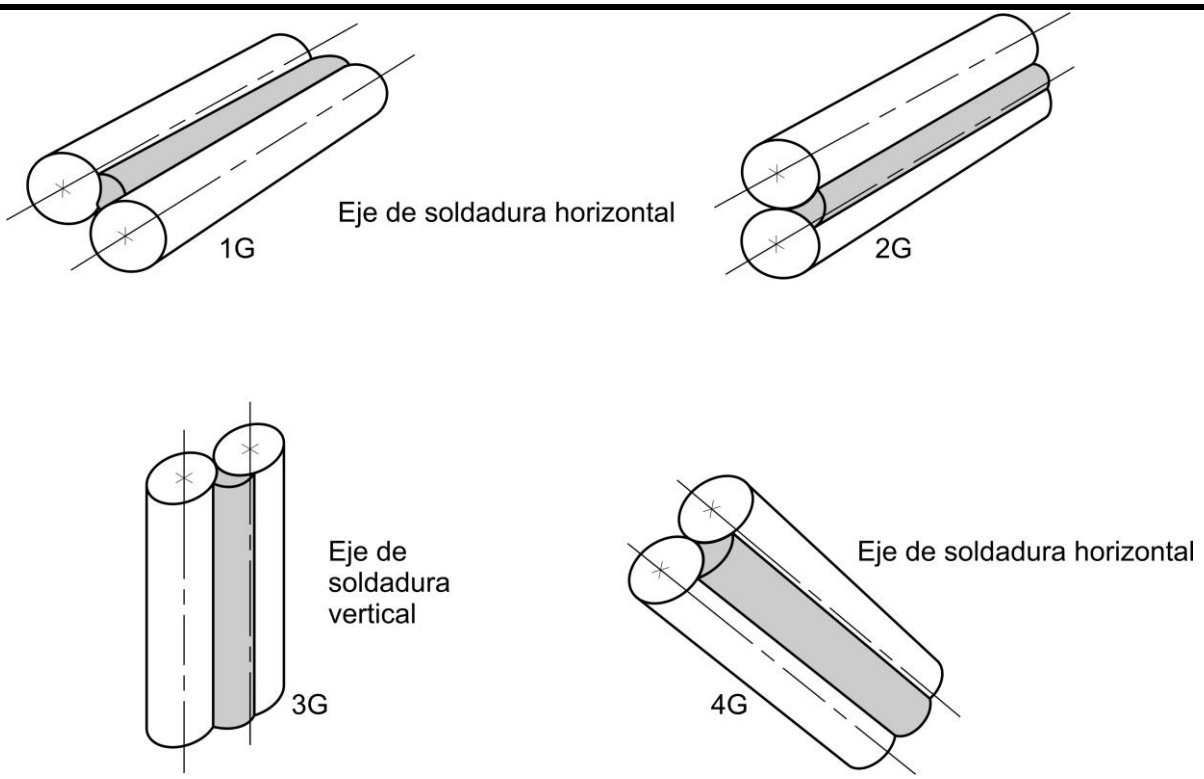


Figura I.4.2. Posiciones de soldadura para la calificación de probetas en uniones a tope indirectas y de empalmes de yuxtaposición simples y dobles con juntas acampanadas o de filete

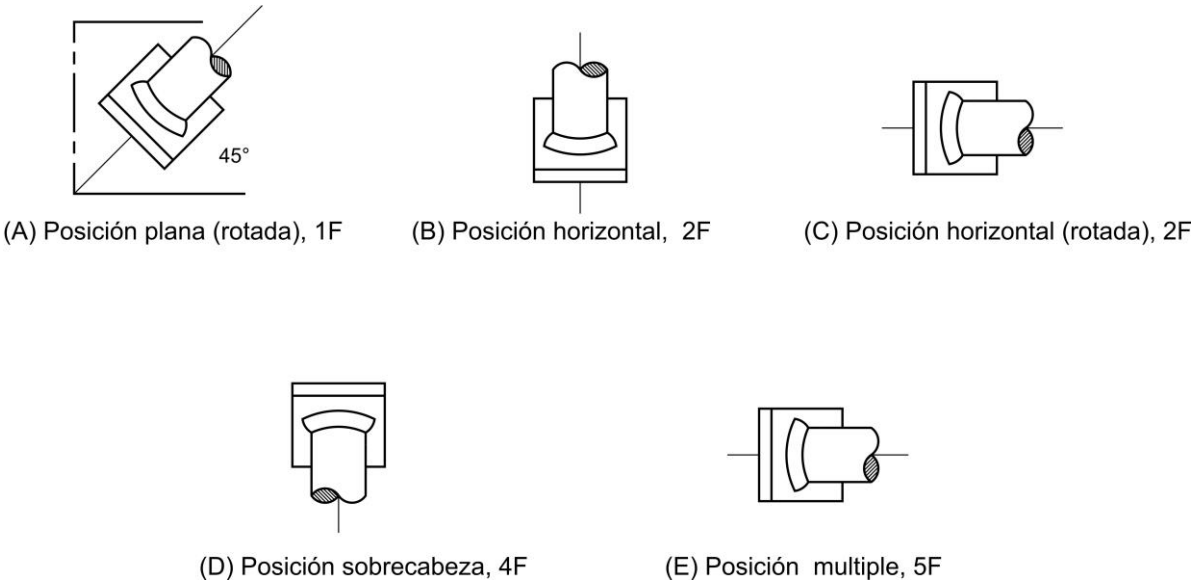


Figura I.4.3. Posiciones para las soldaduras de filete

I.4.2.5. Preparación, tipo y cantidad de ensayos de calificación de una EPS

La calificación se deberá realizar de acuerdo con lo indicado en la ***Tabla I.4.2***. En el caso de probetas de calificación para uniones en T con JPC se pueden utilizar juntas a tope directas con el mismo bisel que se utilizará en la producción o el modelo de probeta indicado en la ***Figura I.4.4.(B)***.

I.4.2.5.1. Probetas de soldadura para ensayo de tracción

(1) Uniones a tope directas y uniones en T:
Deberán tener un largo igual o mayor que **16*d***, siendo **d** el diámetro de la barra, con la soldadura ubicada en el centro tal como se indica en las ***Figuras I.4.4.(A) y (B)*** respectivamente.

(2) Uniones a tope indirectas:
El largo indicado en (1) deberá ser incrementado adicionando el largo de la junta, tal como se indica en la ***Figura I.4.4.(C) y (D)***. El largo de las soldaduras deberá asegurar una capacidad total de carga al corte igual o mayor que **0,6 veces** la capacidad de carga obtenida como el producto entre la mínima resistencia a la tracción especificada de la barra de acero y el área nominal de la misma.

I.4.2.5.2. Probetas para macroataque

(1) Uniones a tope directas y uniones en T:
Cada probeta deberá ser cortada mecánicamente en forma transversal a la dirección de la soldadura; la probeta deberá garantizar una completa visualización de la sección de soldadura, tanto de la raíz como de cualquier refuerzo o sobremonta, tal como se muestra en las ***Figuras I.4.4.(A) y (B)***.

(2) Uniones a tope indirectas:
Cada probeta deberá ser cortada mecánicamente en forma transversal de manera tal de garantizar una completa visualización de la sección de soldadura, tal como se puede observar en las ***Figuras I.4.4.(C) y (D)***.

I.4.2.5.3. Métodos de ensayo

(1) Ensayo de tracción:
Se efectuará de acuerdo con la norma ***IRAM-IAS U 500-102-2*** y con lo indicado en el ***Capítulo 4 del Reglamento CIRSOC 304-2007***.

(2) Ensayo de macroataque:
Las secciones correspondientes serán pulidas y luego atacadas con una solución adecuada que permita revelar en forma clara el perfil de soldadura. El ensayo se ejecutará en conformidad con el ***Capítulo 4 del Reglamento CIRSOC 304-2007***.

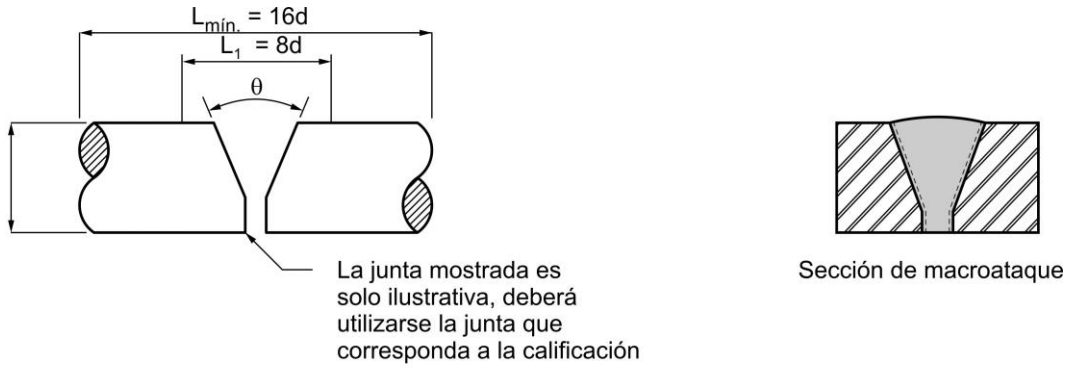
A.4.2.5.4. Criterio de aceptación para los ensayos de calificación de EPS

(1) Ensayo de tracción:
La resistencia a la tracción deberá verificar un valor igual o mayor que el **125 %** del límite de fluencia mínimo especificado para las barras de acero a ser soldadas.

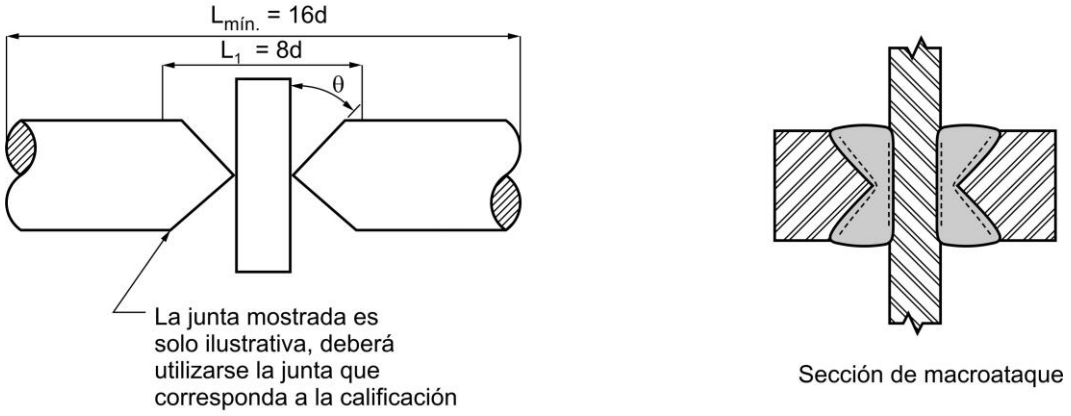
(2) Ensayo de macroataque:
La probeta será inspeccionada visualmente y será considerada no aceptada cuando las discontinuidades verificadas excedan los límites establecidos en los ***Capítulos 4 y 6***, respectivamente, ***del Reglamento CIRSOC 304-2007*** y el ***Capítulo 5 de este Anexo I***.

En las juntas a tope biseladas en V (1/2 V y V) se deberá verificar, en la sección transversal con macroataque, penetración completa.

Para juntas acampanadas y acampanadas en V se deberá verificar el tamaño de la soldadura (E) especificado para el diseño de la unión.

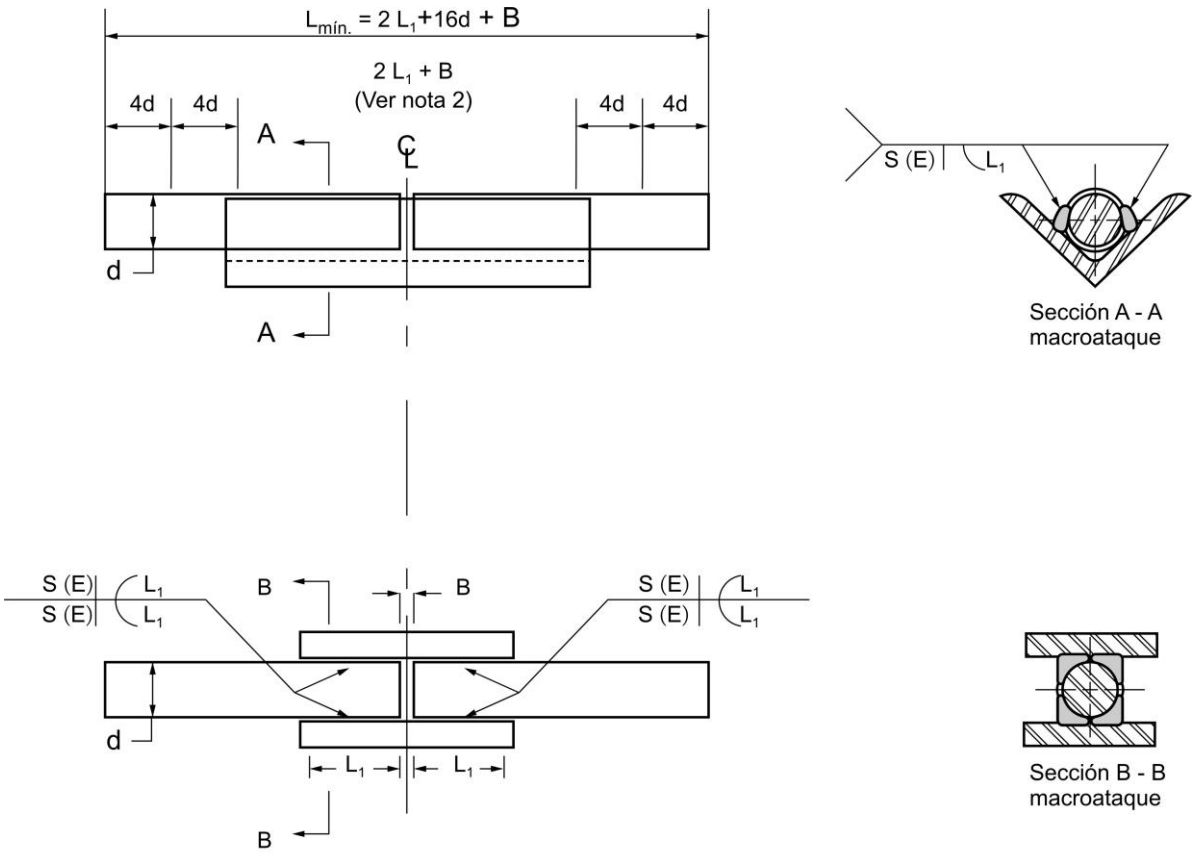


(A) Unión a tope directa - Junta de penetración completa (JPC)

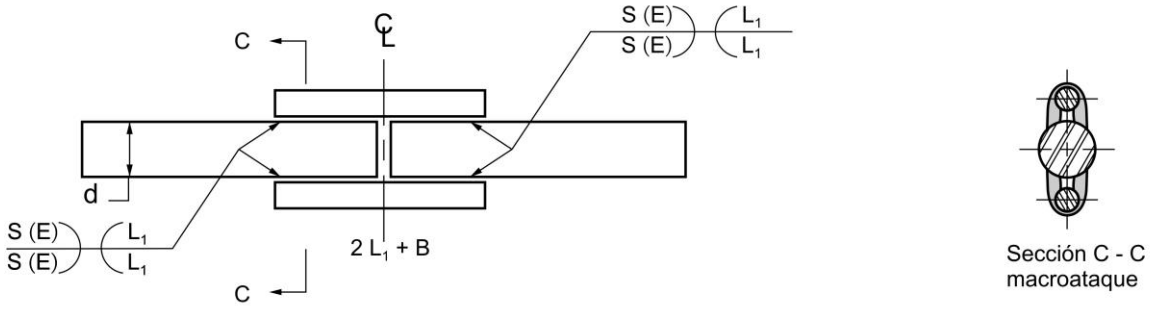


(B) Unión en T - Junta de penetración completa (JPC) alternativa

Figura I.4.4. Probetas de soldadura para ensayos de tracción para calificación de EPS



(C) Unión a tope indirecta - Junta acampanada simple



(D) Unión a tope indirecta - Junta acampanada en V

Figura I.4.4. (continuación). Probetas de soldadura para ensayos de tracción para calificación de EPS

I.4.3. CALIFICACIÓN DE HABILIDAD PARA SOLDADORES

I.4.3.1. Variables esenciales

La ***Tabla I.4.3*** indica la validez para la producción de la calificación de habilidad realizada por un soldador, así como el tipo y cantidad de probetas que se deberán aplicar para efectuar dicha calificación. La ***Tabla I.4.3*** debe ser cumplimentada con las variables indicadas a continuación.

I.4.3.1.1. Generales

I.4.3.1.1.1. Metales base

La calificación de habilidad realizada con un acero comprendido en las ***Tablas I.1.1 y I.1.2*** será considerada válida para soldar cualquier otro acero indicado en dicha Tabla, no considerando la presencia de recubrimiento o teniendo el mismo recubrimiento utilizado en la calificación.

I.4.3.1.1.2. Procesos

El soldador deberá ser calificado para cada proceso de soldadura especificado en la EPS.

I.4.3.1.1.3. Material de aporte y medio de protección

El soldador que ha sido calificado con alguna de las combinaciones de material de aporte y medio de protección (gas) indicado en las ***Tablas I.1.1 y I.1.2*** quedará habilitado para la soldadura de cualquier otra combinación de aporte y protección, incluidos en dicha Tabla, para el proceso utilizado en el ensayo de calificación.

I.4.3.1.1.4. Posición

Un cambio en la posición de soldadura para la cual el soldador no ha sido calificado requerirá una recalificación (ver la ***Tabla I.4.3***).

I.4.3.1.1.5. Diámetros de barra calificados

El soldador estará calificado para la soldadura de barras de diámetro igual o mayor que el utilizado en la calificación.

I.4.3.2. Posiciones de soldadura para los ensayos

Las posiciones para las soldaduras de producción y probetas de calificación estarán de acuerdo con el ***Capítulo 4 del Reglamento CIRSOC 304-2007***. Las ***Figuras I.4.1, I.4.2 y I.4.3*** adecuan dichas posiciones a los diseños particulares de soldaduras de barras de acero de este ***Anexo I***.

Tabla I.4.3. Calificación del soldador - Tipo y cantidad de ensayos; juntas soldadas y posiciones calificadas para la producción

Ensayos de Calificación			Tipo y cantidad de ensayos				Juntas soldadas y posiciones calificadas para la producción				
Tipo de junta para ensayo	**Probeta de soldadura**	**Cantidad de probetas de soldadura**	**Radiografía**	**Tracción**	**Macroataque**	**Doblado**	**Posición de soldadura para el ensayo**	**Juntas a tope directa y en T [Figuras I.1.1, I.1.4 y I.1.5 (D)]**	**Juntas de Filete [Figuras I.1.5 (A), (B) y C)]**	**Juntas a tope indirectas (Figura I.1.2)**	**Juntas de solape (Figura I.1.3)**
A tope directa	Figura I.4.5 (A)	2	2[(a)]	1[(b)]	1[(b)]	-	1G 2G 3G 4G	F F, H F, H, V F, OH	F, H F, H F, H, V F, H, OH	-	-
A tope indirecta	Figura I.4.5 (B)	2	-	-	2	-	1G 2G 3G 4G	-	F, H F, H F, H, V F, H, OH	F, H F, H F, H, V F, OH	F, H F, H F, H, V F, OH
Unión en T con JPC	Figura I.4.5 (C)	2	-	-	2	-	1G 2G 3G 4G	F F, H F, H, V F, OH	F, H F, H F, H, V F, H, OH	-	-
Filete	Figura I.4.5 (D)	2	-	-	-	2	1F 1F (rotado) 2F 2F (rotado) 4F 5F	-	F F, H F, H F, H, OH Todas	-	-

(a) Ensayo radiográfico (RI) no permitido para soldadura GMAW en modo de transferencia cortocircuito (GMAW-S).
(b) Ensayo requerido para soldadura GMAW-S.

I.4.3.3. Preparación, tipo y cantidad de ensayos para la calificación de habilidad del soldador

I.4.3.3.1. Condiciones generales

Los ensayos de calificación descriptos en este ***Anexo I*** permiten determinar la habilidad del soldador para producir soldaduras sanas o aptas. La calificación se desarrollará siguiendo los requisitos escritos en un formulario de EPS y será registrada en un formulario de RCHS, tales como los sugeridos en el ***Anexo VI del Reglamento CIRSOC 304-2007***.

Para la calificación del soldador, con probetas de soldadura realizadas con juntas a tope directas, la calificación podrá ser realizada mediante ensayo radiográfico (excepto cuando se utilice proceso GMAW con modo de transferencia cortocircuito) sin necesidad de ensayos de tracción y macroataque.

El tipo y cantidad de ensayos aplicables a la calificación de habilidad del soldador u operador de soldadura se indican en la ***Tabla I.4.3***.

I.4.3.3.2. Probetas de soldadura para ensayos de calificación de soldador

Las probetas de calificación deberán ser realizadas por el soldador de la siguiente forma:

(1) En unión a tope directa el soldador deberá realizar la soldadura de una probeta con junta biselada de penetración completa (JPC) por medio de procesos SMAW, GMAW o FCAW, tal como se muestra en la ***Figura I.4.5.(A)***. Se deberá utilizar el menor diámetro de barra que será aplicado en producción.

(2) Para unión a tope indirecta el soldador deberá realizar la soldadura de una probeta a tope indirecta con junta acampanada doble, por medio de procesos SMAW, GMAW o FCAW, tal como se muestra en la ***Figura I.4.5.(B)***.

(3) En uniones T con JPC utilizando procesos SMAW, GMAW y FCAW el soldador efectuará la probeta que se muestra en la ***Figura I.4.5.(C)***.

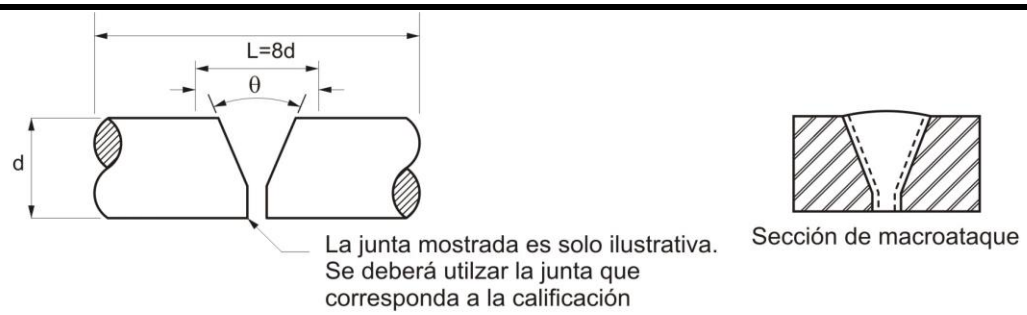
(4) Para calificación en filete el soldador deberá realizar una probeta que consiste de una barra soldada a una chapa, tal como se muestra en la ***Figura I.4.5.(D)***. El soldador será calificado con el menor diámetro de barra y el menor tamaño de filete que se aplicará en producción.

I.4.3.3.3. Probetas de tracción

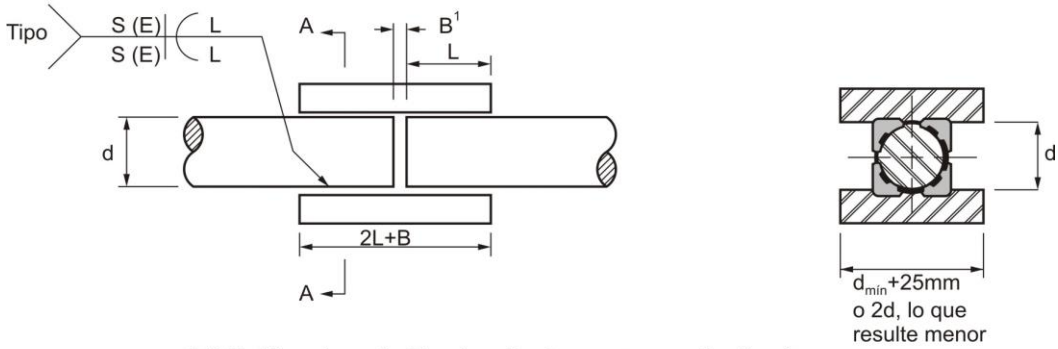
Para la calificación de soldador las probetas de tracción se efectuarán de acuerdo con lo indicado en el artículo I.4.2.5.1 de este ***Anexo I***.

I.4.3.3.4. Probetas de macroataque

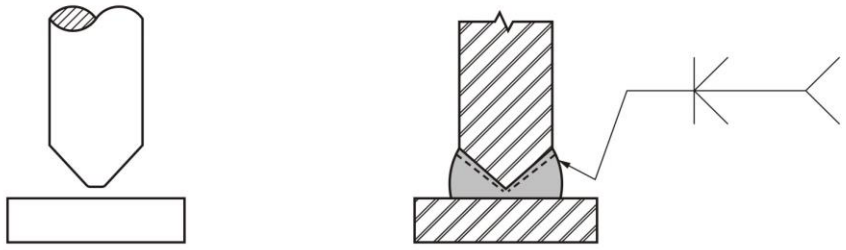
Para la calificación de soldador las probetas de macroataque se efectuarán de acuerdo con lo indicado en el artículo I.4.2.5.2 de este ***Anexo I***.



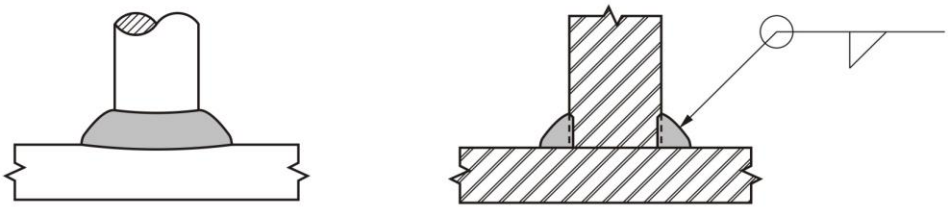
(A) Unión a tope directa - Junta de penetración completa (JPC)



(B) Unión a tope indirecta - Junta acampanada simple



(C) Unión en T - Junta de penetración completa (JPC)



(D) Soldadura de filete entre barra y chapa

Figura I.4.5. Probetas para ensayos de tracción en sección completa y macroataque para la calificación de soldador

I.4.3.3.5. Métodos de ensayo (tracción y macroataque)

Para la calificación de soldador los métodos de ensayo de tracción y de macroataque serán efectuados de acuerdo con lo indicado en el artículo I.4.2.5.3 de este ***Anexo I***.

I.4.3.3.6. Ensayo de filete

El ensayo se efectuará cuando la probeta soldada alcance la temperatura ambiente. La barra será doblada en un ángulo igual o mayor que **30°** respecto de su eje longitudinal. El doblado se podrá realizar por un golpeado con martillo sobre la parte no soldada de la barra o utilizar una palanca por medio de la inserción de un tubo o caño en la barra para doblar ésta en forma manual o mecánica.

I.4.3.3.7. Criterio de aceptación para los ensayos de calificación de soldador

1. Ensayo radiográfico: para que la calificación sea aceptada la imagen radiográfica deberá estar de acuerdo con lo requerido en el artículo I.5.5 de este ***Anexo I***.

2. Ensayo de tracción: se deberá verificar lo indicado en el artículo I.4.2.5.4.(1) de este ***Anexo I***.

3. Ensayo de macroataque: se deberá verificar lo indicado en el artículo I.4.2.5.4.(2) de este ***Anexo I***.

4. Ensayo de doblado del filete: la barra doblada deberá verificar la ausencia de separación:

    (a) Entre pasadas individuales.
    (b) En la línea de fusión entre la barra y el metal de soldadura.
    (c) En la línea de fusión entre la chapa y el metal de soldadura.
    (d) En la zona afectada por el calor (ZAC).

I.4.3.4. Reensayo

Se aplicará el mismo criterio indicado en el artículo 4.26 del ***Reglamento CIRSOC 304-2007***.

CAPÍTULO 5. FABRICACIÓN, INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD

I.5.1. REQUERIMIENTOS GENERALES

Las pautas de fabricación, inspección y control de calidad de este ***Anexo I*** se encuentran alineadas con lo establecido en los ***Capítulos 5 y 6 del Reglamento CIRSOC 304-2007***.

Adicionalmente se remarcan aspectos de la ejecución de las soldaduras, cuando no es posible realizar una efectiva protección contra las contingencias climáticas. En tal sentido no se deberá realizar soldadura de producción en las siguientes condiciones:

(1) Cuando la temperatura ambiente sea menor que **-18 °C**.
(2) Cuando el metal base a ser soldado se encuentre expuesto a humedad, por ejemplo, bajo condiciones de lluvia o nieve.
(3) Cuando, para los procesos GMAW y FCAW, la velocidad del viento sea mayor que **8 km/h**.

La preparación del material base deberá verificar una superficie libre de suciedad, uniforme, sin fisuras, desgarres o cualquier otro tipo de discontinuidades o imperfecciones que pudieran afectar la calidad e integridad estructural de las uniones soldadas. Las superficies a ser soldadas y las adyacentes a la soldadura deberán estar libres de óxido, laminillo, escorias, suciedad, humedad, aceites y grasas o cualquier otro contaminante que pudiera alterar la calidad de la soldadura, producir humos no permitidos o con niveles que excedan los límites permitidos. No es necesaria la eliminación de materiales de recubrimiento de espesores delgados, tales como inhibidores, galvanizado o compuestos antiadherentes.

I.5.2. DESVIACIONES PERMITIDAS EN EL MONTAJE O PRESENTACIÓN DE LAS UNIONES DE BARRAS UTILIZADAS PARA ARMADURAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

I.5.2.1. Alineación

En las uniones a tope directas, los biseles de las juntas deberán ser alineadas de manera tal de evitar excentricidades. En consecuencia, se deberá verificar, en función del diámetro de la barra (d) una desalineación menor o igual que:

(1) 3 mm para $d \leq 32$ mm
(2) 5 mm para $32 \text{ mm} > d \leq 40$ mm
(3) 6 mm para $40 \text{ mm} > d \leq 57$ mm

Para las uniones a tope indirectas, con chapa o planchuela de empalme, la separación entre barras deberá ser igual o menor que **20 mm**, tal como se muestra en la ***Figura I.1.2.(A)***.

En uniones de solape o yuxtaposición indirecta, ver la ***Figura I.1.3.(B)***, la separación entre la barra y la chapa o planchuela de empalme será menor o igual que **0,25*d*** pero menor o igual que **5 mm**.

Las soldaduras que se efectúen en la parte curva de una barra doblada en frío deberán ser iniciadas y terminadas a una distancia mayor o igual que **2*d*** desde los puntos de tangencia formados por la curvatura de la barra, tal como se muestra en la ***Figura I.5.2***.

I.5.3. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA LAS SOLDADURAS DE PRODUCCIÓN

Además de las consideraciones generales de los ***Capítulos 5 y 6 del Reglamento CIRSOC 304-2007***, aplicables a este ***Anexo I***, los perfiles aceptables y no aceptables de soldadura para juntas a tope de barras de acero para armaduras de hormigón se muestran en la ***Figura I.5.1.(A) y (B)*** de este ***Anexo I***. Por su parte deberán tenerse en cuenta los siguientes criterios de aceptación con relación a la inspección visual de la soldadura:

(1) No deberá presentar indicaciones de fisuras
(2) La sobremonta o refuerzo deberá ser menor o igual que **3 mm**.
(3) El tamaño de las socavaduras será menor o igual que **1 mm**.
(4) Se deberá verificar que exista fusión entre el metal base y el metal de soldadura.
(5) Todos los cráteres deberán ser completados hasta alcanzar el tamaño de soldadura especificado en la EPS.
(6) La suma de los diámetros de porosidad en juntas acampanadas y de filete será menor o igual que **10 mm** en un largo de soldadura de **25 mm** pero menor o igual que **14 mm** en un largo de soldadura de **150 mm**.

I.5.4. TAMAÑO DE LA SOLDADURA

El tamaño o penetración de la soldadura (E) deberá ser igual o mayor que el especificado en la EPS. El largo de la soldadura que mantiene el tamaño especificado deberá ser igual o mayor que el largo especificado. Cualquier tramo de la soldadura (incluidos arranques y terminaciones) que no tengan el tamaño especificado no será contabilizado en el largo de la soldadura.

I.5.5. INSPECCIÓN RADIOGRÁFICA (RI)

Cuando en uniones a tope directas con JPC se requiera inspección RI, la medida máxima de la porosidad individual aceptada o de una discontinuidad de fusión (inclusión de escoria) o de la suma de dichas discontinuidades, no excederá lo establecido en la ***Tabla I.5.1***.

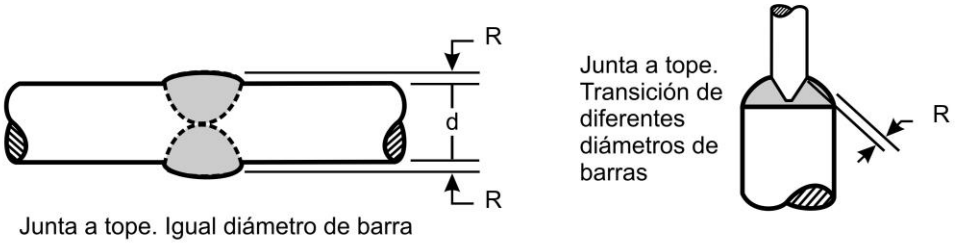
La inspección RI se deberá realizar de acuerdo con lo indicado en el ***Capítulo 6 del Reglamento CIRSOC 304-2007***. Los requerimientos de los Indicadores de Calidad de Imagen (ICI) para aplicación de RI en soldadura a tope de barras son los correspondientes a la ***Tabla I.5.2***.

Por su parte en las ***Figuras I.5.3 y I.5.4*** se muestra la ubicación típica de la fuente para RI y la película respectivamente en la inspección de la soldadura de barras a tope.

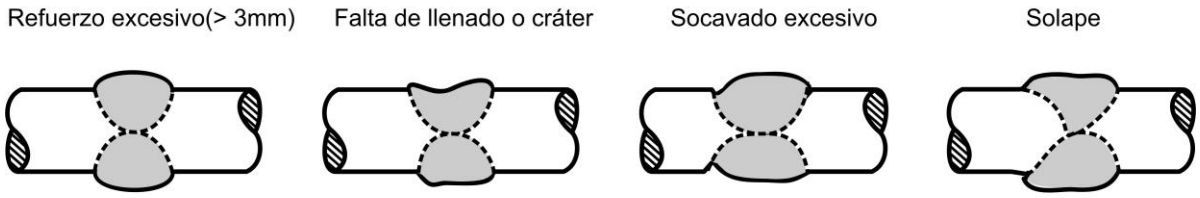
Tabla I.5.1. Criterio de aceptación para ensayos radiográficos (RI)[1]

Diámetro de barra, d	Suma de discontinuidades	Discontinuidad individual
(mm)	(mm)	(mm)
$25 \geq d < 30$	≤ 5	≤ 3
$30 \geq d \leq 32$	≤ 6	≤ 3
$32 > d \leq 36$	≤ 6	≤ 5
$36 > d \leq 40$	≤ 8	≤ 5
$40 > d \leq 57$	≤ 11	≤ 6

(1) El criterio de aceptación para barras con diámetro menor que **25 mm** deberá ser establecido en las especificaciones de contrato.



(A) Perfil aceptable para soldaduras a tope de barras

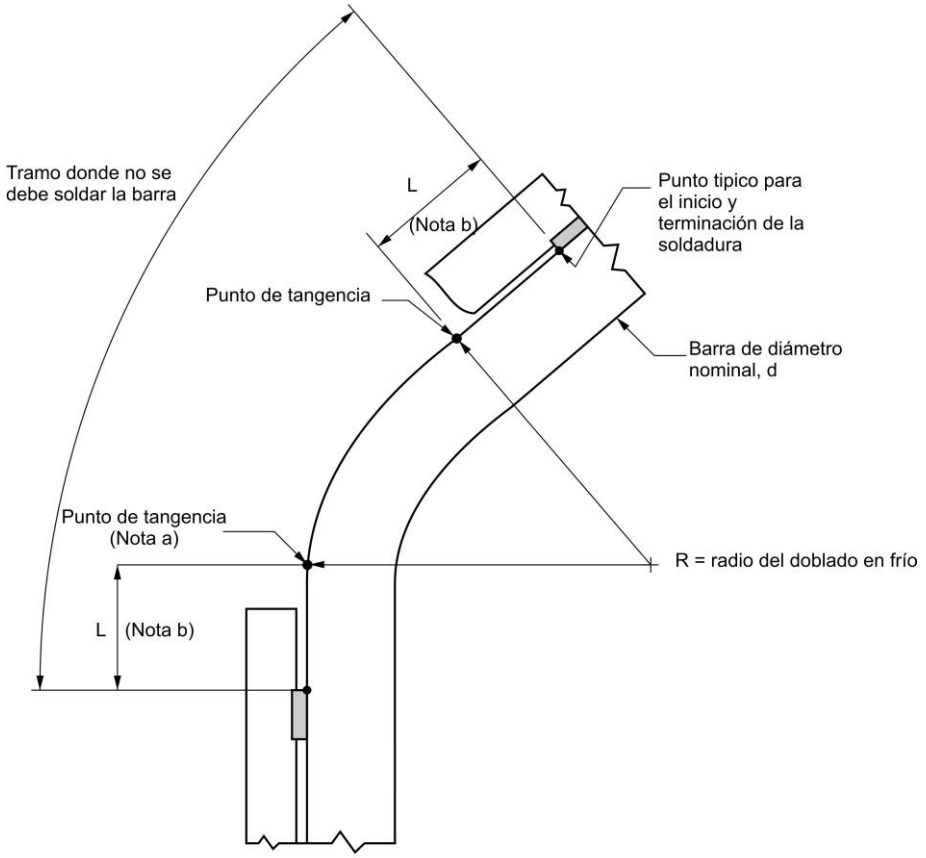


(B) Perfil inaceptable para soldaduras a tope de barras

Figura I.5.1. Perfiles de soldadura para juntas a tope de barras

Tabla I.5.2. Requerimientos del ICI Tipo Agujero

Diámetro Nominal de la Barra, mm	Lado de la Fuente	
	Denominación	Agujero Esencial
≤ 10	12	4T
> 10 ≤ 12	15	4T
> 12 ≤ 16	15	4T
> 16 ≤ 20	17	4T
> 20 ≤ 22	20	4T
> 22 ≤ 25	20	4T
> 25 < 32	25	4T
≥ 32 ≤ 36	30	2T
> 36 ≤ 50	35	2T
> 50 ≤ 57	40	2T



Notas:
(a) Para la soldadura sobre el radio interno considerar los puntos de tangencia en el radio interno
(b) L igual o mayor que 2d

Figura I.5.2. Mínima distancia entre soldaduras de una barra curvada en frío

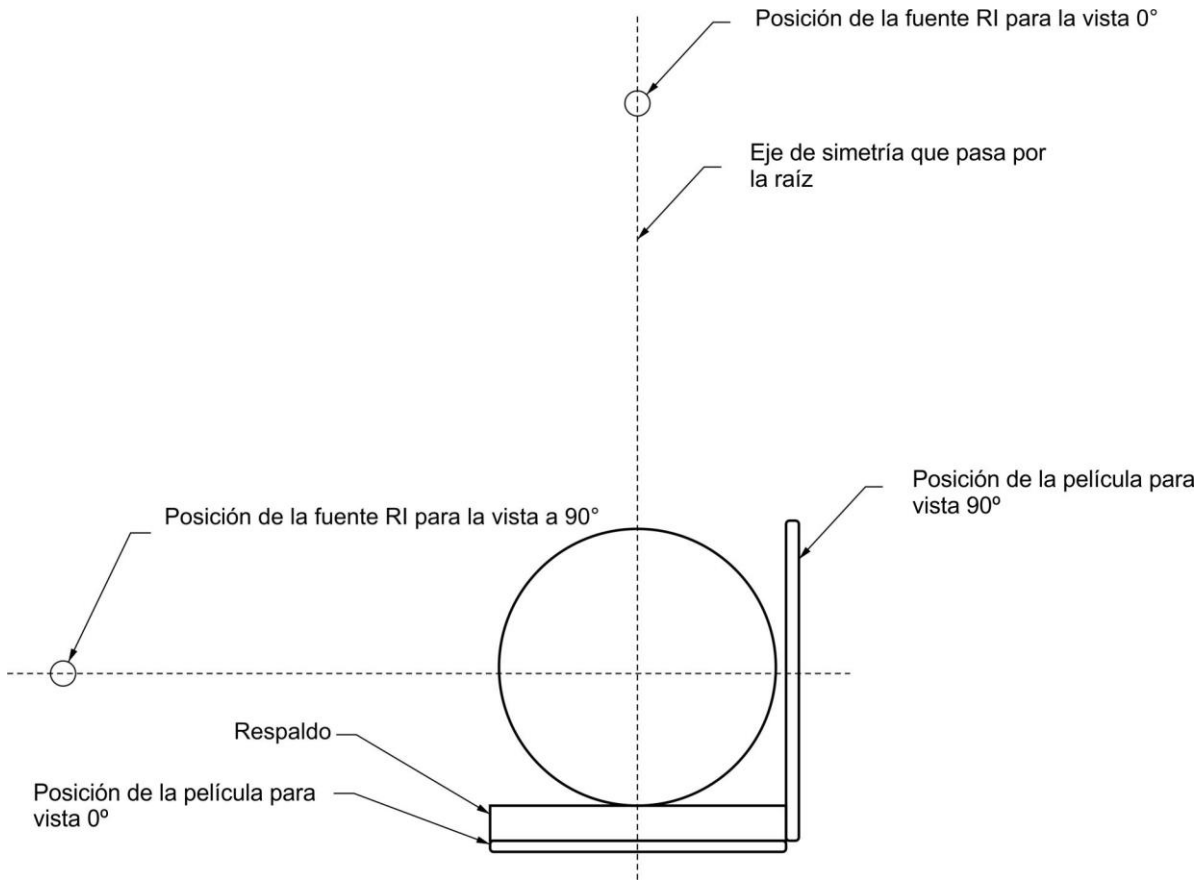


Figura I.5.3. Ubicación de la fuente RI

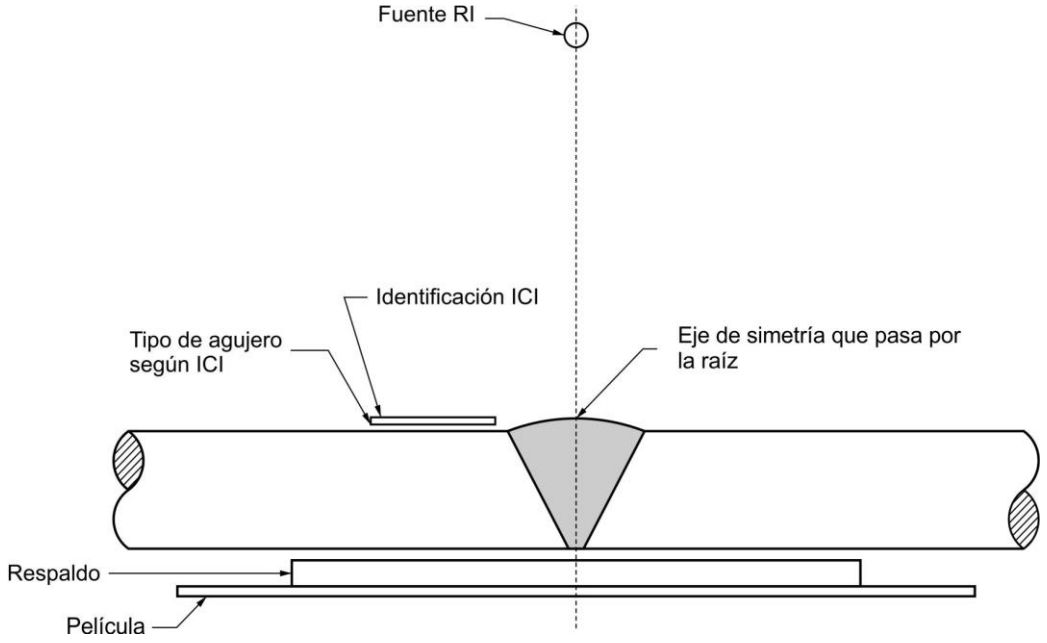


Figura I.5.4. Ubicación de la película

BIBILIOGRAFÍA

Proyecto de Reglamento Argentino de Hormigón (PRAEH). Centro de Investigación Nacional para Estructuras de Hormigón, 1964.

Reglamento CIRSOC 201 y Anexos "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado". Tomos 1 y 2. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC), del Sistema INTI, Julio 1982.

Reglamento CIRSOC 201 M "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado para OBRAS PRIVADAS MUNICIPALES". Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC), del Sistema INTI, Agosto 1996.

Reglamento CIRSOC 201 y Anexos "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón". Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC), del Sistema INTI, Julio 2005.

Transition Key - ACI 318-11 to ACI 318-14 and ACI 318.2-14

Normas IRAM. Instituto Argentino de Normalización.

Normas IRAM-IAS. Instituto Argentino de Normalización e Instituto Argentino de Siderurgia

Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA), Ley 19.511/72.

En esta versión 2024 del Reglamento CIRSOC 201, se ha incluido a su vez la bibliografía original del ACI-318-19.

Documentos de comités del ACI y publicados por otras organizaciones que se citan en el comentario se listan primero por la designación del documento, año de publicación, su título completo, seguidos por documentos provenientes de autores listados en orden alfabético.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
LRFDCONS-4-2017—LRFD Bridge Construction Specifications, Fourth Edition
LRFDUS-8-2017—LRFD Bridge Design Specifications, Eighth Edition

American Concrete Institute (ACI)
117-10—Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials
201.2R-08—Guide to Durable Concrete
209R-92(08)—Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures
211.1-91(09)—Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete
213R-03—Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete
213R-14—Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete
214R-11—Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete
214.4R-10—Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results
215R-92(97)—Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading
216.1-07—Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies
222R-01—Protection of Metals in Concrete against Corrosion
223R-10—Guide for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete
224R-01(08)—Control of Cracking in Concrete Structures
228.1R-03—In-Place Methods to Estimate Concrete Strength
232.2R-18—Report on the Use of Fly Ash in Concrete
233R-03—Slag Cement in Concrete and Mortar
234R-06—Guide for the Use of Silica Fume in Concrete
237R-07—Self-Consolidating Concrete
301-16—Specifications for Structural Concrete
304R-00(09)—Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete
305R-10—Guide to Hot Weather Concreting
305.1-06—Specification for Hot Weather Concreting
306R-10—Guide to Cold Weather Concreting
306.1-90(02)—Standard Specification for Cold Weather Concreting
307-08—Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-08) and Commentary
308R-01(08)—Guide to Curing Concrete
309R-05—Guide for Consolidation of Concrete 311.4R-05—Guide for Concrete Inspection
311.6-09—Specification for Ready Mixed Concrete Testing Services
313-97—Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials
318-63—Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete
318-11—Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary
318.2-14—Building Code Requirements for Concrete Thin Shells (ACI 318.2-14) and Commentary
332-14—Requirements for Residential Concrete Construction (ACI 332-14) and Commentary
334.1R-92(02)—Concrete Shell Structures – Practice and Commentary
334.2R-91—Reinforced Concrete Cooling Tower Shells – Practice and Commentary
336.2R-88—Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats 336.3R-93(06)—Design and Construction of Drilled Piers 347-04—Guide to Formwork for Concrete
347.2R-05—Guide for Shoring/Reshoring of Concrete

Multistory Buildings
349-13—Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI 349-13) and Commentary
350-06—Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-06) and Commentary
352R-02—Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures
352.1R-11—Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures
355.2-19—Qualifications of Post Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary
355.4-11—Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete (ACI 355.4-11) and Commentary
359-13—Code for Concrete Containments
360R-10—Guide to Design of Slabs-on-Ground 362.1R-97(02)—Guide for the Design of Durable Parking Structures
363R-10—Report on High-Strength Concrete 369.1-17—Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (ACI 369.117) and Commentary
372R-13—Guide to Design and Construction of Circular Wire- and Strand-Wrapped Prestressed Concrete Structures
374.1-05—Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary
374.3R-16—Guide to Nonlinear Modeling Parameters for Earthquake-Resistant Structures 408R-03(12)—Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension
408.1R-90—Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension
408.2R-12—Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads
421.1R-08—Guide to Shear Reinforcement for Slabs
423.3R-05—Recommendations for Concrete Members

Prestressed with Unbonded Tendons
423.7-14—Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials
423.10R-16—Guide to Estimating Prestress Losses
435R-95(00)—Control of Deflection in Concrete Structures
435.5R-73(89)—Deflections of Continuous Concrete Beams
437.1R-07—Load Tests of Concrete Structures: Methods, Magnitude, Protocols, and Acceptance Criteria
437.2-13—Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures and Commentary
440.1R-06—Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars
440.2R-08—Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures
445R-99(09)—Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete
506R-16—Guide to Shotcrete
506.2-13—Specification for Shotcrete
506.4R-94(04)—Guide for the Evaluation of Shotcrete
543R-00—Guide to Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles
544.3R-08—Guide for Specifying, Proportioning, and Production of Fiber-Reinforced Concrete
550.3-13—Design Specification for Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying
ACI 374.1 (ACI 550.3-13) and Commentary
550.4-18—Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading (ACI 550.4-18) and Commentary (ACI 550.4R-18)
550.5-18—Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions (ACI 550.5-18) and Commentary (ACI 550.5R-18)
551.2R-10—Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels
555R-01—Removal and Reuse of Hardened Concrete
560R-16—Report on Design and Construction with Insulating Concrete Forms (ICFs)
562-19—Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures and Commentary (ACI 562-19).
CPP 610.1-18—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Field Testing Technician - Grade I. doi: 10.4359/51719612
CPP 620.2-12—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Strength Testing Technician. doi: 10.4359/51716913
CPP 630.1-15—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Construction Special Inspector. doi: 10.4359/51716916
CPP 660.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Shotcrete Nozzleman and Shotcrete Nozzleman-in-Training. doi: 10.14359/51716915
CPP 680.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Adhesive Anchor Installer. doi: 10.14359/51716917
CPP 681.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Adhesive Anchor Installation Inspector. doi: 10.14359/51716918
CPP 681.2-19—American Concrete Institute Certification Policies for Post-Installed Concrete Anchor Installation Inspector.
CT-18—Concrete Terminology
ITG-5.1-07—Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing and Commentary
ITG-5.2-09—Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 (ACI 5.2-09) and Commentary
ITG-7-09—Specification for Tolerances for Precast Concrete
ITG-10R-18—Practitioner's Guide for Alternative Cements
ITG-10.1R-18—Report on Alternative Cements
SP-2(07)—Manual of Concrete Inspection, Tenth Edition
SP-4(05)—Formwork for Concrete, Seventh Edition SP-17(09)—ACI Design Handbook
SP-66(04)—ACI Detailing Manual

American Institute of Steel Construction (AISC)
341-10—Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
360-10—Specification for Structural Steel Buildings

American Iron and Steel Institute (AISI)
D100-08—Cold-Formed Steel Design Manual

S100-07—North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members

American Society of Civil Engineers (ASCE)
7-05—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
7-16—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
41-17—Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
61-14—ASCE/COPRI Standard for the Seismic Design of Piers and Wharves

American Society of Mechanical Engineers (ASME)
B1.1-03—Unified Inch Screw Threads (UN and UNR Thread Form)
B18.2.1-96—Square and Hex Bolts and Screws, Inch Series
B18.2.6-96—Fasteners for Use in Structural Applications
B31.1-92—Power Piping
B31.3-90—Chemical Plant and Petroleum Refinery Piping

American Welding Society (AWS)
D1.1/D1.1M:2015—Structural Welding Code – Steel
D1.4/D1.4M:2005—Structural Welding Code – Reinforcing Steel

ASTM International
A36/A36M-14—Standard Specification for Carbon Structural Steel
A307-14$^{\varepsilon 1}$—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength
A370-18—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products
A416/A416M-18—Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete
A421/A421M-15—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, including Supplementary Requirement SI, Low-Relaxation Wire and Relaxation Test
A615/A615M-18ε1—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement
A706/A706M-16—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement
A767/A767M-16—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement
A775/A775M-17—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars
A934/A934M-16—Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars
A955/A955M-18b—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement
A970/A970M-18—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement, including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions
A996/A996M-16—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement
A1022/A1022M-16b—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement
A1035/A1035M-15—Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement
A1044/A1044M-16a—Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete
A1055/A1055M-16—Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars
A1064/A1064M-18a—Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete
A1077/A1077M-14—Standard Specification for Structural Steel with Improved Yield Strength at High Temperature for Use in Buildings
C31/C31M-19—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field
C33/C33M-18—Standard Specification for Concrete Aggregates
C39/C39M-18—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
C42/C42M-18a—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
C94/C94M-18—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete
C114-18—Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement
C150/C150M-19a—Standard Specification for Portland Cement
C172/C172M-17—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete
C173/C173M-16—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method
C231/C231M-17a—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method
C330/C330M-17a—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete
C457/C457M-16—Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete
C469/C469M-14—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression
C494/C494M-17—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete
C567/567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete
C595/C595M-19—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements
C618-19—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete
C685/C685M-17a—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing
C803/803M-18—Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete
C805/C805M-18—Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete
C845/C845M-18—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement
C873/C873M-15—Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds
C900-15—Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete
C989/C989M-18a—Standard Specification for Slag

Cement for Use in Concrete and Mortars
C1012/C1012M-18b—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution
C1017/C1017M-13$^{\varepsilon 1}$—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete
C1074-17—Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method
C1077-17—Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation
C1140/C1140M-11—Standard Practice for Preparing and Testing Specimens from Shotcrete Test Panels
C1152/C1152M-04(2012)$^{\varepsilon 1}$—Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
C1157/C1157M-17—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement
C1202-19—Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration
C1218/C1218M-17—Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
C1240-15—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures
C1602/C1602M-18—Standard Specification for Mixing Water Used in Production of Hydraulic Cement Concrete
C1604/C1604M-05(2012)—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores of Shotcrete
C1609/C1609M-12—Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)
C1778-16—Standard Guide for Reducing the Risk of Deleterious Alkali-Aggregate Reaction in Concrete
C1797-17—Standard Specification for Ground Calcium Carbonate and Aggregate Mineral Fillers for use in Hydraulic Cement Concrete
D3665-12(2017)—Standard Practice for Random Sampling of Construction Materials
E8/E8M-16a—Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials
F1554-18—Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength

Federal Emergency Management Agency (FEMA)
P749-10—Earthquake-Resistant Design Concepts: An Introduction to the NEHRP Recommended Provisions Seismic Provisions
P750-10—NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (2009 edition)
P751-12—NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples (2009 edition)

International Code Council (ICC)
2018 IBC—International Building Code
ES AC193-15—Mechanical Anchors in Concrete Elements

National Fire Protection Association (NFPA)
5000-2012—Building Construction Safety Code

National Institute of Standards and Technology (NIST)
CGR 17-917-46—Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings

Portland Cement Association (PCA)
EB001.15-11—Design and Control of Concrete Mixtures, 16th edition
PCA 100-2017—Prescriptive Design of Exterior Concrete Walls

Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)
MNL 116-99—Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products
MNL 117-13—Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete Products
MNL 120-10—Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Seventh Edition
MNL 120-17—Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Eighth Edition
MNL 123-88—Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete
MNL 126-15—PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls
MNL 133-04—Bridge Design Manual

Post-Tensioning Institute (PTI)
DC10.5-12—Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils
DC20.8-04—Design of Post-Tensioned Slabs Using Unbonded Tendons
M50.3-12—Guide Specification for Grouted Post-Tensioning
M55.1-12—Specification for Grouting of Post-Tensioned Structures
TAB.1-06—Post-Tensioning Manual, Sixth Edition

Standards New Zealand
NZS 3101-2006—Concrete Structure Standard, Part 1: The Design of Concrete Structures: Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures

Steel Deck Institute (SDI)
C-2011—Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs
NC-2010—Standard for Non-Composite Steel Floor Deck

Documentos correspondientes a autores

Aaleti, S.; Brueggen, B. L.; Johnson, B.; French, C. E.; and Sritharan, S., 2013, "Cyclic Response of Reinforced Concrete Walls with Different Anchorage Details: Experimental Investigation," *Journal of Structural Engineering*, V. 139, No. 7, July, pp. 1181-1191. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000732
Abdullah, S. A., and Wallace, J. W., 2019, "Drift Capacity of Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements," *ACI Structural Journal*, V. 116, No. 1, Jan., pp. 183-194. doi: 10.14359/51710864
AC303, 2011, "Acceptance Criteria for Post-Tensioning Anchorages and Couplers of Prestressed Concrete," Apr. 2011, editorially revised Aug. 2012, ICC-ES Evaluation Service, LLC, Whittier, CA.
ACI Committee 318, 1965, "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)," SP-10, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 78-84.

ACI Committee 318, 1999, "Closure to Public Comments on ACI 318-99," *Concrete International*, V. 21, No. 5, May, pp. 318-1 to 318-50. doi: 10.14359/19333
ACI Committee 408, 1966, "Bond Stress—The State of the Art," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 11, Nov., pp. 1161-1188. doi: 10.14359/7665
ACI Committee 435, 1963, "Deflections of Prestressed Concrete Members (ACI 435.1R-63)," *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 12, Dec., pp. 1697-1728. doi: 10.14359/ 19413
ACI Committee 435, 1966, "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members (ACI 435.2R-66)," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 6, June, pp. 637-674. doi: 10.14359/7643
ACI Committee 435, 1968, "Allowable Deflections (ACI 435.3R-68)," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 6, June, pp. 433-444. doi: 10.14359/7482
ACI Committee 435, 1978, "Proposed Revisions by Committee 435 to ACI Building Code and Commentary Provisions on Deflections," *ACI Journal Proceedings*, V. 75, No. 6, June, pp. 229-238. doi: 10.14359/10935
Adebar, P.; Kuchma, D.; and Collins, M. P., 1990, "Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 81-92. doi: 10.14359/2945
Ajaam, A.; Yasso, S.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; and Sperry, J., 2018, "Anchorage Strength of Closely Spaced Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 4, pp. 1143-1152. doi: 10.14359/51702065
Anderson, A. R., 1978, "Shear Strength of Hollow Core Members," *Technical Bulletin* 78-81, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr., 33 pp. doi: 10.14359/19270
Anderson, N. S., and Meinheit, D. F., 2005, "Pryout Capacity of Cast-In Headed Stud Anchors," *PCI Journal*, V. 50, No. 2, Mar.-Apr., pp. 90-112. doi: 10.15554/ pcij.03012005.90.112
Anderson, N. S., and Meinheit, D. F., 2007, "A Review of Headed Stud-Design Criteria," *PCI Journal*, V. 52, No. 1, Jan.-Feb., pp. 82-100. doi: 10.15554/pcij.01012007.82.100
Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., 1989, "Detailing of Stirrup Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct., pp. 507-515. doi: 10.14359/3005
Angelakos, D.; Bentz, E. C.; and Collins, M. D., 2001, "Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June, pp. 290-300. doi: 10.14359/10220
Aoyama, H., ed., 2001, *Design of Modern Highrise Reinforced Concrete Structures*, Imperial College Press, London, UK, 442 pp.
Applied Technology Council, 1999, *ATC Design Guide 1: Minimizing Floor Vibration*, Redwood City, CA, 64 pp.
Arteta, C. A., 2015, "Seismic Response Assessment of Thin Boundary Element Specimens of Special Concrete Shear Walls," PhD dissertation, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 240 pp.
ASCE Joint Committee, 1940, "Recommended Practice and Standard Specification for Concrete and Reinforced Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 66, No. 6, Part 2, June, 81 pp.
Asmus, J., 1999, "Verhalten von Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons (Behavior of Fastenings with the Failure Mode Splitting of Concrete)," dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, Germany.
Aswad, A., and Jacques, F. J., 1992, "Behavior of Hollow-Core Slabs Subject to Edge Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 2, Mar.-Apr., pp. 72-86. doi: 10.15554/pcij.03011992.72.84
Athey, J. W., ed., 1982, "Test Report on Slender Walls," Southern California Chapter of the American Concrete Institute and Structural Engineers Association of Southern California, Los Angeles, CA, 129 pp.
Azizinamini, A.; Chisala, M.; and Ghosh, S. K., 1995, "Tension Development Length of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *Engineering Structures*, V. 17, No. 7, pp. 512-522. doi: 10.1016/0141-0296(95)00096-P
Azizinamini, A.; Darwin, D.; Eligehausen, R.; Pavel, R.; and Ghosh, S. K., 1999b, "Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov.-Dec., pp. 922-926. doi: 10.14359/766
Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfield, E.; and Ghosh, S. K., 1999a, "Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct., pp. 826-835. doi: 10.14359/737
Barda, F.; Hanson, J. M.; and Corley, W. G., 1977, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 149-202. doi: 10.14359/17697
Barney, G. B.; Corley, W. G.; Hanson, J. M.; and Parmelee, R. A., 1977, "Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Openings," *PCI Journal*, V. 22, No. 6, Nov.-Dec., pp. 32-61. doi: 10.15554/pcij.11011977.32.61
Barney, G. B.; Shiu, K. N.; Rabbat, B. G.; Fiorato, A. E.; Russell, H. G.; and Corley, W. G., 1980, "Behavior of Coupling Beams under Load Reversals (RD068.01B)," Portland Cement Association, Skokie, IL. doi: 10.14359/51685458
Bartlett, F. M., 2012, "Using Historical Cylinder Data for Structural Evaluation," *Andy Scanlon Symposium on Serviceability and Safety of Concrete Structures: From Research to Practice*, SP-284, P. H. Bischoff, E. Musselman, S. Gross, and H. Nassif, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 12 pp. (CD-ROM) doi: 10.14359/51683800
Bartlett, M. F., and MacGregor, J. G., 1994, "Effect of Moisture Condition on Concrete Core Strengths," *ACI Materials Journal*, V. 91, No. 3, May-June, pp. 227-236. doi: 10.14359/4328
Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., 1995, "Effects of Epoxy Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 757-764. doi: 10.14359/9669
Base, G. D.; Reed, J. B.; Beeby, A. W.; and Taylor, H. P. J., 1966, "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams," *Research Report* No. 18, Cement and Concrete Association, London, UK, Dec., 44 pp. doi: 10.14359/51685142
Bažant, Z. P.; Yu, Q.; Gerstle, W.; Hanson, J.; and Ju, J., 2007, "Justification of ACI 446 Code Provisions for Shear Design of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural*

Journal, V. 104, No. 5, Sept.-Oct., pp. 601-610. doi: 10.14359/18862
Becker, R. J., and Buettner, D. R., 1985, "Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs," *PCI Journal*, V. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 40-54. doi: 10.15554/pcij.03011985.40.54
Becker, R. J.; Holland, T. C.; and Malits, F. S., 2019, "Structural Concrete Using Alternative Cements," *Concrete International*, V. 41, No. 6, June, pp. 39-44. doi: 10.14359/ 51716910
Beeby, A. W., 1979, "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete," *The Structural Engineer*, V. 57A, No. 1, Jan., pp. 9-17. doi: 10.14359/51685143
Behera, U., and Rajagopalan, K. S., 1969, "Two-Piece U-Stirrups in Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 66, No. 7, July, pp. 522-524. doi: 10.14359/51685214
Bertrand, J., and Vezina, D., 1994, "The Development of Air Entrained Durable Shotcrete for Structural Repairs," Proceedings of Shotcrete for Underground Support VII, pp. 58-65.
Bezerra Cabral, A. E.; Schalch, V.; Dal Molin, D. C. C.; and Ribeiro, J. L. D., 2010, "Mechanical Properties Modeling of Recycled Aggregate Concrete," *Construction and Building Materials*, V. 24, No. 4, Apr., pp. 421-430. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2009.10.011
Bianchini, A. C.; Woods, R. E.; and Kesler, C. E., 1960, "Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 11, May, pp. 1149-1169. doi: 10.14359/8135
Birely, A. C.; Lowes, L. N.; and Lehman, D. E., 2012, "Linear Analysis of Concrete Frames Considering Joint Flexibility," *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 3, May-June, pp. 381-391. doi: 10.14359/51683752
Birkeland, P. W., and Birkeland, H. W., 1966, "Connections in Precast Concrete Construction," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 3, Mar., pp. 345-368. doi: 10.14359/7627
Bischoff, P. H., 2005, "Revaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars," *Journal of Structural Engineering*, V. 131, No. 5, May, pp. 752-767. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:5(752)
Bischoff, P. H., and Scanlon, A., 2007, "Effective Moment of Inertia for Calculating Deflections of Concrete Members Containing Steel Reinforcement and Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 1, Jan.-Feb., pp. 68-75. doi: 10.14359/18434
Black, W. C., 1973, "Field Corrections to Partially Embedded Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, V. 70, No. 10, Oct., pp. 690-691. doi: 10.14359/51684023
Bloem, D. L., 1965, "Concrete Strength Measurement—Cores vs. Cylinders," *Proceedings, ASTM*, V. 65, pp. 668-696.
Bloem, D. L., 1968, "Concrete Strength in Structures," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 3, Mar., pp. 176-187. doi: 10.14359/7465
Blume, J. A.; Newmark, N. M.; and Corning, L. H., 1961, *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 318 pp. doi: 10.14359/16796
BOCA, 1999, "BOCA National Building Code," 13th edition, Building Officials and Code Administration International, Inc., Country Club Hills, IL.
Bondy, K. B., 2003, "Moment Redistribution: Principles and Practice Using ACI 318-02," *PTI Journal*, V. 1, No. 1, Jan., pp. 3-21. doi: 10.14359/19230
Branson, D. E., 1965, "Instantaneous and Time-Dependent Deflections on Simple and Continuous Reinforced Concrete
Beams," *HPR Report* No. 7, Part 1, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Aug., pp. 1-78.
Branson, D. E., 1970, discussion of "Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 9, Sept., pp. 692-695.
Branson, D. E., 1971, "Compression Steel Effect on Long-Time Deflections," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 8, Aug., pp. 555-559. doi: 10.14359/16519
Branson, D. E., 1977, *Deformation of Concrete Structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, 546 pp.
Branson, D. E.; Meyers, B. L.; and Kripanarayanan, K. M., 1970, "Time-Dependent Deformation of Noncomposite and Composite Prestressed Concrete Structures," *Symposium on Concrete Deformation*, Highway Research Record 324, Highway Research Board, pp. 15-43. doi: 10.14359/19393
Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., 1994, "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders," *NCHRP Report* 356, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, DC. doi: 10.14359/19236
Briss, G. R.; Paulay, T.; and Park, R., 1978, "Elastic Behavior of Earthquake Resistant R. C. Interior Beam-Column Joints," *Report* 78-13, University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Christchurch, New Zealand, Feb. doi: 10.14359/19340
Broms, C. E., 1990, "Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec., pp. 696-705. doi: 10.14359/2988
Brown, M. D.; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2006, "Design for Shear Based on Loading Conditions," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-Aug., pp. 541-550. doi: 10.14359/16430
Budek, A.; Priestley, M.; and Lee, C., 2002, "Seismic Design of Columns with High-Strength Wire and Strand as Spiral Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 5, Sept.-Oct., pp. 660-670. doi: 10.14359/12306
Burns, N. H., and Hemakom, R., 1977, "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate," *Journal of the Structural Division*, V. 103, June, pp. 1237-1255. doi: 10.14359/16870
Canbay, E., and Frosch, R. J., 2005, "Bond Strength of Lap-Spliced Bars," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 4, Jul.-Aug., pp. 605-614. doi: 10.14359/14565
Carino, N. J.; Guthrie, W. F.; Lagergren, E. S.; and Mullings, G. M., 1994, "Effects of Testing Variables on the Strength of High-Strength (90 MPa) Concrete Cylinders," *High-Performance Concrete*, SP-149, V. M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 589-632. doi: 10.14359/4176
Carter III, J. W.; Hawkins, N. M.; and Wood, S. L., 1993, "Seismic Response of Tilt-Up Construction," SRS No. 581, Civil Engineering Series, University of Illinois, Urbana, IL, Dec., 224 pp. doi: 10.14359/19661

Castro, A.; Kreger, M.; Bayrak, O.; Breen, J. E.; and Wood, S. L., 2004, "Allowable Design Release Stresses for Pretensioned Concrete Beams," *Report* No. FHWA/TX-04/04086-2, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, Aug., 127 pp.

CEB, 1994, "Fastenings to Concrete and Masonry Structures, State of the Art Report," Comite Euro-International du Beton (CEB), *Bulletin* No. 216, Thomas Telford Services Ltd., London, UK, 249 pp.

CEB, 1997, *Design of Fastenings in Concrete*, Comite Euro-International du Beton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., London, UK, Jan.

Chen, L.; Mindess, S.; Morgan, D. R.; Shah, S. P.; Johnston, C. D.; and Pigeon, M., 1995, "Comparative Toughness Testing of Fiber Reinforced Concrete," *Testing of Fiber Reinforced Concrete*, SP-155, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 41-69. doi: 10.14359/928

Cheng, M. Y.; Hung, S. C.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2016, "Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High-Strength Steel," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 5, Sep.-Oct., pp. 1065-1076. doi: 10.14359/51688825

Chow, L.; Conway, H.; and Winter, G., 1953, "Stresses in Deep Beams," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, V. 118, pp. 686-708. doi: 10.14359/19672

Clough, R. W., 1960, "Dynamic Effects of Earthquakes," *Journal of the Structural Division*, V. 86, Apr., pp. 49-65. doi: 10.14359/19323

Cohn, M. A., 1965, "Rotational Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, SP-12, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Farmington Hills, MI, pp. 35-46. doi: 10.14359/16724

Collins, M. P., and Lampert, P., 1973, "Redistribution of Moments at Cracking—The Key to Simpler Torsion Design?" *Analysis of Structural Systems for Torsion*, SP-35, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 343-383. doi: 10.14359/17486

Collins, M. P., and Mitchell, D., 1991, *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 766 pp.

Collins, M. P., and Mitchell, D., 1997, *Prestressed Concrete Structures*, Response Publications, Canada, pp. 517-518. doi: 10.14359/19232

Column Research Council, 1966, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members," second edition, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, PA, 117 pp. doi: 10.14359/19273

Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992a, "Behavior of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections with Surface-Mounted Baseplates," *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, G. A. Senkiw and H. B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-122. doi: 10.14359/1268

Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992b, "Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections," *Journal of Structural Engineering*, V. 118, No. 6, June, pp. 1645-1665. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:6(1645)

Cook, R. A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; and Konz, R. C., 1998, "Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 1, Jan.-Feb., pp. 9-26. doi: 10.14359/522

Cook, R. A., and Michler, H., 2017, "Behavior and Design of Anchorages with Shear Lugs," *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*, Stuttgart, Germany, pp. 560-570.

Corley, W. G., and Jirsa, J. O., 1970, "Equivalent Frame Analysis for Slab Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 11, Nov., pp. 875-884. doi: 10.14359/7317

Corley, W. G.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1961, "Equivalent-Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs," *Structural Research Series* No. 218, Civil Engineering Studies, University of Illinois, June, 166 pp. doi: 10.14359/16677

Crist, R. A., 1966, "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings*, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements (Mexico City), V. 4, RILEM, Paris, France, 31 pp.

CRSI Handbook, 1984, sixth edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL.

Dam, T. X.; Wight, J. K.; and Parra-Montesinos, G. J., 2017, "Behavior of Monotonically Loaded Slab-Column Connections Reinforced with Shear Studs," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 221-232. doi: 10.14359/51689165

Darwin, D.; Manning, D. G.; and Hognestad, E., 1985, "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," *Concrete International*, V. 7, No. 5, May, pp. 20-35. doi: 10.14359/16539

Darwin, D.; Zuo, J.; Tholen, M. L.; and Idun, E. K., 1996, "Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars," *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 3, May-June, pp. 347-359. doi: 10.14359/9694

Deatherage, J. H.; Burdette, E. G.; and Chew, C. K., 1994, "Development Length and Lateral Spacing Requirements of Prestressing Strand for Prestressed Concrete Bridge Girders," *PCI Journal*, V. 39, No. 1, Jan.-Feb., pp. 70-83. doi: 10.15554/pcij.01011994.70.83

Dolan, C. W., and Krohn, J. J., 2007, "A Case for Increasing the Allowable Compressive Release Stress for Prestressed Concrete," *PCI Journal*, V. 52, No. 1, Jan.-Feb., pp. 102-105. doi: 10.15554/pcij.01012007.102.105

Dönmez, A., and Bažant, Z. P., 2017, "Size Effect on Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs Without and With Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 4, July-Aug., pp. 876-886. doi: 10.14359/51689719

Dovich, L. M., and Wight, J. K., 2005, "Effective Slab Width Model for Seismic Analysis of Flat Slab Frames," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 868-875. doi: 10.14359/14795

Durrani, A. J., and Wight, J. K., 1982, "Experimental and Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading," *Report* No. UMEE 82R3, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, July, 275 pp. doi: 10.14359/16809

Ehsani, M. R., 1982, "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading," *Report* No. UMEE 82R5, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, July, 275 pp.

Elgabry, A. A., and Ghali, A., 1987, "Tests on Concrete

Slab-Column Connections with Stud Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, Sept-Oct., pp. 433-442. doi: 10.14359/1656

Eligehausen, R., and Balogh, T., 1995, "Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 3, May-June, pp. 365-379. doi: 10.14359/1137

Eligehausen, R., and Fuchs, W., 1988, "Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings," *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, V. 54, pp. 48-56. doi: 10.14359/16854

Eligehausen, R.; Cook, R. A.; and Appl, J., 2006a, "Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 6, Nov.-Dec., pp. 822-831. doi: 10.14359/18234

Eligehausen, R.; Fuchs, W.; and Mayer, B., 1987, "Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings in Tension," *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, V. 12, pp. 826-832, and 1988, V. 1, pp. 29-35. doi: 10.14359/19643

Eligehausen, R.; Mallée, R.; and Silva, J., 2006b, *Anchorage in Concrete Construction*, Ernst & Sohn (J. T. Wiley), Berlin, Germany, May, 380 pp.

Elwood, K. J.; Maffei, J. M.; Riederer, K. A.; and Telleen, K., 2009, "Improving Column Confinement—Part 2: Proposed New Provisions for the ACI 318 Building Code," *Concrete International*, V. 31, No. 12, Dec., pp. 41-48.

Elwood, K. J.; Matamoros, A. B.; Wallace, J. W. ; Lehman, D. E.; Heintz, J. A.; Mitchell, A. D.; Moore, M. A.; Valley, M. T.; Lowes, L. N.; Comartin, C. D. ; and Moehle, J. P., 2007,

"Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions," *Earthquake Spectra*, V. 23, No. 3, pp. 493-523, doi: 10.1193/1.2757714.

Elzanaty, A. H.; Nilson, A. H.; and Slate, F. O., 1986, "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 83, No. 2, Mar.-Apr., pp. 290-296. doi: 10.14359/10433

Fanella, D. A., and Mota, M., 2014, *Design Guide for Vibrations of Reinforced Concrete Floor Systems*, 10-DG-Vibration, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 60 pp.

Faradji, M. J., and Diaz de Cossio, R., 1965, "Diagonal Tension in Concrete Members of Circular Section," (in Spanish) Institut de Ingenieria, Mexico (translation by Portland Cement Association, Foreign Literature Study No. 466), 61 pp. doi: 10.14359/19496

Farrow, C. B., and Klingner, R. E., 1995, "Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of Existing Formulas on an LRFD Basis," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 698-710. doi: 10.14359/9664

Fennel, A. W.; Line, P.; Mochizuki, G. L.; Moore, K. S.; Van Dorpe, T. D.; and Voss, T. A., 2009, "Report on Laboratory Testing of Anchor Bolts Connecting Wood Sill Plates to Concrete with Minimum Edge Distances," SEAONC, San Francisco, CA, Mar., 50 pp.

Fintel, M.; Ghosh, S. K.; and Iyengar, H., 1986, *Column Shortening in Tall Buildings—Prediction and Compensation*, EB108D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 34 pp. doi: 10.14359/51685083

fib, 2011, "Design of Anchorages in Concrete. Guide to Good Practice," Bulletin No.58, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, 280 pp.

FIP, 1999, *FIP Recommendations, Practical Design of Structural Concrete*, FIP-Commission 3, "Practical Design," Pub.: SETO, London, UK, Sept., 112 pp.

Fling, R. S., 1987, *Practical Design of Reinforced Concrete*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 536 pp.

Ford, J. S.; Chang, D. C.; and Breen, J. E., 1981, "Design Indications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames," *Concrete International*, V. 3, No. 3, Mar., pp. 37-47. doi: 10.14359/16551

Foutch, D. A.; Gamble, W. L.; and Sunidja, H., 1990, "Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr., pp. 167-179. doi: 10.14359/2689

Frantz, G. C., and Breen, J. E., 1980, "Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 77, No. 5, Sept.-Oct., pp. 307-313. doi: 10.14359/7007

French, C. W., and Moehle, J. P., 1991, "Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 225-258. doi: 10.14359/19328

Frosch, R. J., 1999, "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 437-442. doi: 10.14359/679

Frosch, R. J., 2002, "Modeling and Control of Side Face Beam Cracking," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May-June, pp. 376-385. doi: 10.14359/11922

Frosch, R. J.; Labi, S.; and Sim, C., 2014, "Increasing Bridge Deck Service Life: Volume 1 – Technical Evaluation," *Publication* No. FHWA/IN/JTRP-2014/16. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, IN.

Frosch, R. J.; Yu, Q.; Cusatis, G.; and Bažant, Z. P., 2017, "A Unified Approach to Shear Design," *Concrete International*, V. 39, No. 9, pp. 47-52. doi: 10.14359/51701014

Fuchs, W.; Eligehausen, R.; and Breen, J., 1995, "Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 1, Jan.-Feb. 1995, pp. 73-93. Also discussion, *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 787-802. doi: 10.14359/1533

Furche, J., and Eligehausen, R., 1991, "Lateral Blow-out Failure of Headed Studs Near a Free Edge," *Anchors in Concrete—Design and Behavior*, SP-130, G. A. Senkiw and

H. B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 235-252. doi: 10.14359/1276

Furlong, R. W.; Fenves, G. L.; and Kasl, E. P., 1991, "Welded Structural Wire Reinforcement for Columns," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept.-Oct., pp. 585-591. doi: 10.14359/9452

Furlong, R. W.; Hsu, C.-T. T.; and Mirza, S. A., 2004, "Analysis and Design of Concrete Columns for Biaxial Bending—Overview," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May-June, pp. 413-423. doi: 10.14359/13101

Gamble, W. L., 1972, "Moments in Beam Supported Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 69, No. 3, Mar., pp. 149-157. doi: 10.14359/11258

Gamble, W. L.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Tests of a Two-Way Reinforced Concrete Floor Slab,"

Journal of the Structural Division, V. 95, June, pp. 1073-1096. doi: 10.14359/19673

Genikomsou, A. S., and Polak, M. A., 2017, "Effect of Openings on Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs—Finite Element Investigation," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 5, Sept.-Oct., pp. 1249-1261. doi: 10.14359/51689871

Gerber, L. L., and Burns, N. H., 1971, "Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates," *PCI Journal*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec., pp. 40-58. doi: 10.15554/pcij.11011971.40.58

Gergely, P., and Lutz, L. A., 1968, "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 87-117. doi: 10.14359/17348

Ghali, A., and Favre, R., 1986, *Concrete Structures: Stresses and Deformations*, Chapman and Hall, New York, 348 pp.

Ghimire, K.; Darwin, D.; and O'Reilly, M., 2018, "Anchorage of Headed Reinforcing Bars," *SM Report* No. 127, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Jan., 278 pp.

Gilbert, R. I., 1992, "Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 141-149. doi: 10.14359/2917

Gomez, I. R.; Kanvinde, A. M.; Smith, C.; and Deierlein, G. G., 2009, "Shear Transfer in Exposed Column Base Plates," Report Presented to American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Mar., 159 pp.

Goto, Y., 1971, "Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars in Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 4, Apr., pp. 244-251. doi: 10.14359/11325

Graybeal, B., 2014, "Lightweight Concrete: Development of Mild Steel in Tension," *Technical Brief* No. FHWA-HRT-14-030, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Greene, G., and Graybeal, B., 2013, "Lightweight Concrete: Mechanical Properties," *Report* No. FHWA-HRT-13-062, Federal Highway Administration, Washington, DC, 12 pp.

Greene, G., and Graybeal, B., 2015, "Lightweight Concrete: Shear Performance," *Report* No. FHWA-HRT-15-022, Federal Highway Administration, Washington, DC, 20 pp.

Griezic, A.; Cook, W. D.; and Mitchell, D., 1994, "Tests to Determine Performance of Deformed Welded-Wire Fabric Stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 91, No. 2, Mar.-Apr., pp. 211-220. doi: 10.14359/4597

Grossfield, B., and Birnstiel, C., 1962, "Tests of T-Beams with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges," *ACI Journal Proceedings*, V. 59, No. 6, June, pp. 843-851. doi: 10.14359/16709

Grossman, J. S., 1987, "Reinforced Concrete Design," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley and Sons, Inc., New York.

Grossman, J. S., 1990, "Slender Concrete Structures—The New Edge," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 39-52. doi: 10.14359/3212

Guimares, G. N.; Kreger, M. E.; and Jirsa, J. O., 1992, "Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 1, Jan.-Feb., pp. 89-98. doi: 10.14359/1299

Gulkan, P., and Sozen, M. A., 1974, "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," *ACI Journal Proceedings*, V. 71, No. 12, Dec., pp. 604-610. doi: 10.14359/7110

Guralnick, S. A., and LaFraugh, R. W., 1963, "Laboratory Study of a 45-Foot Square Flat Plate Structure," *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 9, Sept., pp. 1107-1185. doi: 10.14359/7893

Gustafson, D. P., and Felder, A. L., 1991, "Questions and Answers on ASTM A706 Reinforcing Bars," *Concrete International*, V. 13, No. 7, July, pp. 54-57. doi: 10/14359/51685022

Hale, W. M., and Russell, B. W., 2006, "Effect of Allowable Compressive Stress at Release on Prestress Losses and on the Performance of Precast, Prestressed Concrete Bridge Girders," *PCI Journal*, V. 51, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14-25. doi: 10.15554/pcij.03012006.14.25

Hamad, B. S.; Jirsa, J. O.; and D'Abreu, N. I., 1993, "Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 2, Mar.-Apr., pp. 210-217. doi: 10.14359/4127

Hansell, W., and Winter, G., 1959, "Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 3, Sept., pp. 193-214. doi: 10.14359/8091

Hanson, J. A., 1961, "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 58, No. 1, July, pp. 1-40. doi: 10.14359/7972

Hanson, N. W., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: Horizontal Shear Connections," Bulletin, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, No. 2, May, pp. 38-58. doi: 10.14359/16708

Hanson, N. W., and Connor, H. W., 1967, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Journal of the Structural Division*, V. 93, No. ST5 Oct., pp. 533-560. doi: 10.14359/19667

Hanson, N. W., and Hanson, J. M., 1968, "Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns," *Bulletin*, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, No. 1, Jan., pp. 2-16. doi: 10.14359/19463

Hanson, N. W., and Kaar, P. H., 1959, "Flexural Bond Tests Pretensioned Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 55, No. 7, Jan., pp. 783-802. doi: 10.14359/11389

Hardisty, J.; Villalobos, E.; Richter, B.; and Pujol, S., 2015, "Lap Splices in Unconfined Boundary Elements," *Concrete International*, V. 37, No. 1, Jan., pp. 51-58.

Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1965, "Test of a Reinforced Concrete Flat Plate," *Journal of the Structural Division*, V. 91, May, pp. 205-232.

Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab," *Journal of the Structural Division*, V. 95, June, pp. 1051-1072. doi: 10.14359/51685284

Hawkins, N. M., 1968, "Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates," *Magazine of Concrete Research*, V. 20, No. 62, Mar., pp. 31-40. doi: 10.1680/macr.1968.20.62.31

Hawkins, N. M., 1974, "Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 785-815. doi: 10.14359/17306

Hawkins, N. M., 1981, "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *PCI Journal*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb., pp. 94-116. doi: 10.15554/ pcij.01011981.94.117

Hawkins, N. M.; Mitchell, D.; and Hanna, S. N., 1975, "The Effects of Shear Reinforcement on Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 2, No. 4, pp. 572-582. doi: 10.1139/l75-052

Hawkins, N. M., and Ospina, C. E., 2017, "Effect of Slab Flexural Reinforcement and Depth on Punching Strength," *Joint ACI-fib International Symposium on Punching Shear of Structural Concrete Slabs*, SP-315, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 117-140. doi: 10.14359/51700935

Henry, R. E.; Dizhur, D.; Elwood, K. J.; Hare, J.; and Brunsdon, D., 2017, "Damage to Concrete Buildings with Precast Floors During the 2016 Kaikoura Earthquake," *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, V. 50, No. 2, pp. 174-187. http://www.nzsee.org.nz/ db/Bulletin/Archive/50(2)0174.pdf

Hirosawa, M., 1977, "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," *Report* No. 76, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. (in Japanese). Also, data in Civil Engineering Studies, 1978, *Structural Research Series* No. 452, University of Illinois, Champaign, IL, 141 pp. doi: 10.14359/19325

Hoehler, M., and Eligehausen, R., 2008, "Behavior and Testing of Anchors in Simulated Seismic Cracks," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 3, May-June, pp. 348-357. doi: 10.14359/19794

Hsu, T. T. C., 1968, "Torsion of Structural Concrete—Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members," *Torsion of Structural Concrete*, SP-18, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 291-306. doi: 10.14359/17572

Hsu, T. T. C., 1990, "Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete," *Journal of Structural Engineering*, V. 116, No. 11, Nov., pp. 3206-3226. doi: 10.1061/ (ASCE)0733-9445(1990)116:11(3206)

Hsu, T. T. C., 1997, "ACI Shear and Torsion Provisions for Prestressed Hollow Girders," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov.-Dec., pp. 787-799. doi: 10.14359/9738

Hsu, T. T. C., and Burton, K. T., 1974, "Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams," *Journal of the Structural Division*, V. 100, Jan., pp. 209-229. doi: 10.14359/16866

Huq, M. S.; Burgos, E. A.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2018, "High-Strength Steel Bars in T-Shaped Concrete Walls," Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Los Angeles, CA.

Hwang, S., and Moehle, J. P., 2000, "Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 2, Mar.-Apr., pp. 345-353. doi: 10.14359/866

ICBO, 1997, "Uniform Building Code," V. 2, Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 492 pp.

Ichinose, T., 1995, "Splitting Bond Failure of Columns under Seismic Action," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 5, pp. 535-541. doi: 10.14359/904

Iguro, M.; Shioya, T.; Nojiri, Y.; and Akiyama, H.; 1985, "Experimental Studies on Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams under Uniformly Distributed Load," Concrete Library International, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, No. 5, pp. 137-154. doi: 10.2208/ jscej.1984.348_175

Ishizuka, T., and Hawkins, N. M., 1987, "Effect of Bond Deterioration on the Seismic Response of Reinforced and Partially Prestressed Concrete Ductile Moment Resistant Frames," *Report* SM 87-2, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, WA.

Ivey, D. L., and Buth, E., 1967, "Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 64, No. 10, Oct., pp. 634-643. doi: 10.14359/7591

Jeanty, P. R.; Mitchell, D.; and Mirza, M. S., 1988, "Investigation of 'Top Bar' Effects in Beams," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 3, May-June, pp. 251-257. doi: 10.14359/2613

Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 1981, "Influence of Casting Position and Shear on Development and Splice Length—Design Recommendations," *Research Report* 242-3F, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, Nov., 50 pp. doi: 10.14359/19469

Jirsa, J. O.; Lutz, L. A.; and Gergely, P., 1979, "Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," *Concrete International*, V. 1, No. 7, July, pp. 47-61. doi: 10.14359/15038

Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1963, "Effects of Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Structural Research Series* No. 269, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, July. doi: 10.14359/51685300

Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1966, "Test of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric," *Journal of the Structural Division*, V. 92, June, pp. 199-224. doi: 10.14359/16861

Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Journal of the Structural Division*, V. 95, No. ST6, June, pp. 1117-1137.

Johnson, L. A., and Jirsa, J. O., 1981, "The Influence of Short Embedment and Close Spacing on the Strength of Hooked Bar Anchorages," *PMFSEL Report* No. 81-2, Department of Civil Engineering-Structures Research Laboratory, University of Texas, Austin, TX, 93 pp.

Johnson, M. K., and Ramirez, J. A., 1989, "Minimum Amount of Shear Reinforcement in High Strength Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 4, July-Aug., pp. 376-382. doi: 10.14359/2896

Johnson, T., and Ghadiali, Z., 1972, "Load Distribution Test on Precast Hollow Core Slabs with Openings," *PCI Journal*, V. 17, No. 5, Sept.-Oct., pp. 9-19. doi: 10.15554/ pcij.09011972.9.19

Johnston, D. W., and Zia, P., 1982, "Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," *Report* No. FHWA/ NC/82-002, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC, Aug., 176 pp. doi: 10.14359/16632

Joint ACI-ASCE Committee 326, 1962, "Shear and Diagonal Tension," *ACI Journal Proceedings*, V. 59, No. 1, Jan. 1962, pp. 1-30; No. 2, Feb. 1962, pp. 277-334; and No. 3, Mar., pp. 352-396. doi: 10.14359/18461

Joint ACI-ASCE Committee 423, 1958, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete," *ACI Journal*

Proceedings, V. 54, No. 7, Jan., pp. 545-578. doi: 10.14359/11455
Joint ACI-ASCE Committee 423, 1974, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates," *ACI Journal Proceedings*, V. 71, No. 2, Feb., pp. 67-71. doi: 10.14359/7344
Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973, "Shear Strength of Reinforced Concrete Members (ACI 426R-74)," *Proceedings*, ASCE, V. 99, No. ST6, June, pp. 1148-1157.
Joint ACI-ASCE Committee 426, 1974, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members—Slabs," *Journal of the Structural Division*, V. 100, Aug., pp. 1543-1591.
Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement, 1980, "Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement," *PCI Journal*, V. 25, No. 4, July-Aug., pp. 32-36. doi: 10.14359/16661
Kaar, P. H., 1966, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 8, No. 2, May, pp. 2-12. doi: 10.14359/51685141
Kaar, P. H.; Hanson, N. W.; and Capell, H. T., 1978, "Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete," *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, SP-55, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161-185. doi: 10.14359/6613
Kaar, P. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: (1) Pilot Tests of Continuous Girders," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 2, No. 2, May, pp. 21-37. doi: 10.14359/51685340
Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M. A., 1963, "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length," *PCI Journal*, V. 8, No. 5, Oct., pp. 47-67. doi: 10.15554/ pcij.10011963.47.67
Kaar, P., and Magura, D., 1965, "Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders," *PCI Journal*, V. 10, No. 6, Dec., pp. 20-34. doi: 10.15554/pcij.12011965.20.34
Kahn, L. F., and Mitchell, A. D., 2002, "Shear Friction Tests with High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 98-103. doi: 10.14359/11040
Kang, T. H.-K.; LaFave, J. M.; Robertson, I. N.; and Hawkins, N. M., 2007, "Post-Tensioned Slab-Column Connections—Drift Capacity at Punching of Connections Subjected to Lateral Loading," *Concrete International*, V. 29, No. 4, Apr., pp. 61-68. doi: 10.14359/18569
Kang, T. H.-K.; Shin, M.; Mitra, N.; and Bonacci, J. F., 2009, "Seismic Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Headed Bars," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 6, Nov.-Dec., pp. 868-877. doi: 10.14359/51663188
Kang, T. H.-K., and Wallace, J. W., 2006, "Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-Aug., pp. 531-540. doi: 10.14359/16429
Kemp, E. L.; Brezny, F. S.; and Unterspan, J. A., 1968, "Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristics of Deformed Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 9, Sept., pp. 743-756. doi: 10.14359/7509
Khalifa, J. U., and Collins, M. P., 1981, "Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear," *Publications* No. 81-08, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, Dec., 117 pp. doi: 10.14359/16572
Khuntia, M., and Ghosh, S. K., 2004a, "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May-June, pp. 351-363. doi: 10.14359/13095
Khuntia, M., and Ghosh, S. K., 2004b, "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Experimental Verification," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May-June, pp. 364-374. doi: 10.14359/13096
Kim, S., and Wallace, J., 2017, "Shear Design of Structural Walls for Tall Reinforced Concrete Core Wall Buildings," 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 10 pp.
Klein, G. J., 1986, "Design of Spandrel Beams," *PCI Specially Funded Research Project* No. 5, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 104 pp. doi: 10.14359/51685218
Klein, G. J., 2008, "Curved-Bar Nodes: A Detailing Tool for Strut-and-Tie Models," *Concrete International*, V. 30, No. 9, Sept., pp. 42-47. doi: 10.14359/19949
Klein, G. J., and Lindenberg, R. J., 2009, "Volume Change Response of Precast Concrete Buildings," *PCI Journal*, V. 54, No. 4, Fall, pp. 112-131. doi: 10.15554/ pcij.09012009.112.131
Klemencic, R.; McFarlane, I. S.; Hawkins, N. M.; and Nikolau, S., 2012, "Seismic Design of Reinforcing Concrete Mat Foundations: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 7*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, pp. 11-12.
Klingner, R.; Mendonca, J.; and Malik, J., 1982, "Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts under Reversed Cyclic Loading," *ACI Journal Proceedings*, V. 79, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-12. doi: 10.14359/10455
Kosmatka, S. H., and Wilson, M. L., 2016, *Design and Control of Concrete Mixtures*, EB001, 16th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 632 pp.
Kramrisch, F., and Rogers, P., 1961, "Simplified Design of Combined Footings," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, V. 87, Oct., pp. 19-44.
Kriz, L. B., and Raths, C. H., 1965, "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," *PCI Journal*, V. 10, No. 1, Feb., pp. 47-61. doi: 10.15554/ pcij.02011965.16.61
Kuchma, D.; Wei, S.; Sanders, D.; Belarbi, A.; and Novak, L., 2019, "The Development of the One-Way Shear Design Provisions of ACI 318-19," *ACI Structural Journal*, V. 116 No. 4, July, doi: 10.14359/51716739
Kuhn, D., and Shaikh, F., 1996, "Slip-Pullout Strength of Hooked Anchors," *Research Report*, University of Wisconsin-Milwaukee, submitted to the National Codes and Standards Council, 55 pp. doi: 10.14359/51685520
Kurose, Y.; Nagami, K.; and Saito, Y., 1991, "Beam-Column Joints in Precast Concrete Construction in Japan," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 493-514. doi: 10.14359/2907
Kwon, K., and Ghannoum, W. M., 2016, "Assessment of

International Standard Provisions on Stiffness of Reinforced Concrete Moment Frame and Shear Wall Buildings," *Engineering Structures*, V. 128, pp. 149-160. doi: 10.1016/j. engstruct.2016.09.025
LaGue, D. J., 1971, "Load Distribution Tests on Precast Prestressed Hollow-Core Slab Construction," *PCI Journal*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec., pp. 10-18. doi: 10.15554/ pcij.11011971.10.18
Lai, S. M. A., and MacGregor, J. G., 1983, "Geometric Nonlinearities in Unbraced Multistory Frames," *Journal of Structural Engineering*, V. 109, No. 11, Nov., pp. 2528-2545. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:11(2528)
LATBSDC, 2017, "An Alternative Procedure For Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region," Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 72 pp.
Laughery, L., and Pujol, S., 2015, "Compressive Strength of Unreinforced Struts," *ACI Structural Journal*, V. 112, No. 5, pp. 617-624. doi: 10.14359/51687711
Lee, N. H.; Kim, K. S.; Bang, C. J.; and Park, K. R., 2007, "Tensile-Headed Anchors with Large Diameter and Deep Embedment in Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 4, July-Aug., pp. 479-486. doi: 10.14359/18778
Lee, N. H.; Park, K. R.; and Suh, Y. P., 2010, "Shear Behavior of Headed Anchors with Large Diameters and Deep Embedments," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 2, Mar.-Apr., pp. 146-156. doi: 10.14359/51663530
Lenz, K. A., 1992, "Concrete Materials Investigation for Gardiner Dam: Final Report," Canada Department of Agriculture, Prairie Farm Rehabilitation Administration Development Service, Geotechnical Division, Saskatoon, SK, Canada, Mar., 56 pp.
Leon, R. T., 1989, "Interior Joints with Variable Anchorage Lengths," *Journal of Structural Engineering*, V. 115, No. 9, Sept., pp. 2261-2275. doi: 10.1061/ (ASCE)0733-9445(1989)115:9(2261)
Leonhardt, F., and Walther, R., 1964, "The Stuttgart Shear Tests," *C&CA Translation*, No. 111, Cement and Concrete Association, London, UK, 134 pp. doi: 10.14359/19344
Lepage, A., 1998, "Nonlinear Drift of Multistory RC Structures during Earthquakes," Sixth National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA.
Leslie, K. E.; Rajagopalan, K. S.; and Everard, N. J., 1976, "Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 73, No. 9, Sept., pp. 517-521. doi:
10.14359/11093
Li, S., and Roy, D. M., 1986, "Investigation of Relations between Porosity, Pore Structure and CL Diffusion of Fly Ash and Blended Cement Pastes," *Cement and Concrete Research*, V. 16, No. 5, Sept., pp. 749-759. doi: 10.1016/0008-8846(86)90049-9
Lin, C. M.; Restrepo, J. I.; and Park, R., 2000, "Seismic Behaviour and Design of Reinforced Concrete Interior Beam Column Joints," *Research Report 2000-1*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 471 pp. http://hdl.handle.net/10092/15092.
Lin, T. Y., and Thornton, K., 1972, "Secondary Moment and Moment Redistribution in Continuous Prestressed Beams," *PCI Journal*, V. 17, No. 1, Jan.-Feb., pp. 8-20 and comments by A. H. Mattock and author's closure, *PCI Journal*, V. 17, No. 4, July-Aug., pp. 86-88. doi: 10.14359/19321
Lloyd, J. P., 1971, "Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric," *Publication* No. R(S)4, Civil Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, June, 37 pp. doi: 10.14359/19630
Lloyd, J. P., and Kesler, C. E., 1969, "Behavior of One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric," *T&AM Report* No. 323, University of Illinois, Urbana, IL, 129 pp. doi: 10.14359/16663
Logan, D. R., 1997, "Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications," *PCI Journal*, V. 42, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52-90. doi: 10.15554/pcij.03011997.52.90
Lotze, D.; Klingner, R. E.; and Graves III, H. L., 2001, "Static Behavior of Anchors under Combinations of Tension and Shear Loading," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 4, July-Aug., pp. 525-536. doi: 10.14359/10295
Lu, Y.; Henry, R. S.; Gultom, R.; and Ma, Q. T., 2017, "Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement," *Journal of Structural Engineering*, V. 143, No. 5, p. 04016225 doi: 10.1061/ (ASCE)ST.1943-541X.0001723
Lubell, A. S.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2009, "Shear Reinforcement Spacing in Wide Members," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 205-214. doi: 10.14359/56359
Lubell, A. S.; Sherwood, E. G.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2004, "Safe Shear Design of Large Wide Beams," *Concrete International*, V. 26, No. 1, Jan., pp. 66-78. doi: 10.14359/19136
Lucier, G.; Walter, C.; Rizkalla, S.; Zia, P.; and Klein, G., 2011a, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Concrete Slender Spandrel Beams, Part 1: Experimental Results," *PCI Journal*, V. 56, No. 2, Spring, pp. 88-112. doi: 10.15554/pcij.03012011.88.112
Lucier, G.; Walter, C.; Rizkalla, S.; Zia, P.; and Klein, G., 2011b, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Concrete Slender Spandrel Beams, Part 2: Analysis and Design Guidelines," *PCI Journal*, V. 56, No. 4, Fall, pp. 106-133. doi: 10.15554/pcij.09012011.106.133
Lutz, L., 1995, discussion to "Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural Journal*, Nov.-Dec., pp. 791-792. Also, authors' closure, pp. 798-799. doi: 10.14359/5165518
MacGregor, J. G., 1976, "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 3, No. 4, Dec., pp. 484-513. doi: 10.1139/l76-055
MacGregor, J. G., 1993, "Design of Slender Concrete Columns—Revisited," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 3, May-June, pp. 302-309. doi: 10.14359/4237
MacGregor, J. G., 1997, *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, third edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 939 pp.
MacGregor, J. G., and Ghoneim, M. G., 1995, "Design for Torsion," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr., pp. 211-218. doi: 10.14359/1152
MacGregor, J. G., and Hage, S. E., 1977, "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," *Journal of the Structural Division*, V. 103, Oct., pp. 1953-1970. doi: 10.14359/51685164
MacGregor, J. G., and Hanson, J. M., 1969, "Proposed

Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 66, No. 4, Apr., pp. 276-288. doi: 10.14359/7360
MacGregor, J. G.; Breen, J. E.; and Pfrang, E. O., 1970, "Design of Slender Concrete Columns," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 1, Jan., pp. 6-28. doi: 10.14359/7254
Malhotra, V. M., 1976, *Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods*, ACI Monograph No. 9, American Concrete Institute/Iowa State University Press, Farmington Hills, MI, 188 pp.
Malhotra, V. M., 1977, "Contract Strength Requirements— Cores Versus In Situ Evaluation," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 4, Apr., pp. 163-172. doi: 10.14359/10998
Mansour, M., and Hsu, T., 2005, "Behavior of Reinforced Concrete Elements under Cyclic Shear. II: Theoretical Model," *Journal of Structural Engineering*, V. 131, No. 11, pp. 54-65. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:1(54)
Marti, P., 1985, "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 82, No. 1, Jan.-Feb., pp. 46-56. doi: 10.14359/10314
Martin, L., and Korkosz, W., 1995, "Strength of Prestressed Concrete Members at Sections Where Strands Are Not Fully Developed," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, Sept.-Oct., pp. 58-66. doi: 10.15554/pcij.09011995.58.66
Mast, R. F., 1968, "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 94, June, pp. 1485-1504. doi: 10.14359/16710
Mast, R. F., 1992, "Unified Design Provision for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 185-199. doi: 10.14359/3209
Mast, R. F., 1998, "Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach," *PCI Journal*, V. 43, No. 4, July-Aug., pp. 80-91. doi: 10.15554/ pcij.07011998.80.91
Mast, R. F., 2001, "Vibration of Precast Prestressed Concrete Floors," *PCI Journal*, V. 46, No. 6, pp. 76-86. doi: 10.15554/pcij.11012001.76.86
Mathey, R. G., and Clifton, J. R., 1976, "Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete," *Journal of the Structural Division*, V. 102, Jan., pp. 215-228. doi: 10.14359/16871
Mattock, A. H., 1959, "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams," *Proceedings—Institution of Civil Engineers*, V. 13, No. 1, pp. 35-46. doi: 10.1680/iicep.1959.12087
Mattock, A. H., 1974, "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 17-42. doi: 10.14359/18149
Mattock, A. H., 1977, discussion of "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," by PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, *PCI Journal*, V. 22, No. 3, May-June, pp. 105-106. doi: 10.14359/51685223
Mattock, A. H., 2001, "Shear Friction and High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50-59. doi: 10.14359/10146
Mattock, A. H., and Hawkins, N. M., 1972, "Shear Transfer in Reinforced Concrete—Recent Research," *PCI Journal*, V. 17, No. 2, Mar.-Apr., pp. 55-75. doi: 10.15554/ pcij.03011972.55.75
Mattock, A. H., and Shen, J. F., 1992, "Joints between Reinforced Concrete Members of Similar Depth," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 3, pp. 290-295. doi: 10.14359/3235
Mattock, A. H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K., 1976a, "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52-77. doi: 10.15554/ pcij.03011976.52.77
Mattock, A. H.; Johal, L.; and Chow, H. C., 1975, "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting Across the Shear Plane," *PCI Journal*, V. 20, No. 4, July-Aug., pp. 76-93. doi: 10.15554/pcij.07011975.76.93
Mattock, A. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1961, "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 57, No. 8, Feb., pp. 875-928. doi: 10.14359/8051
Mattock, A. H.; Li, W. K.; and Wang, T. C., 1976b, "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete," *PCI Journal*, V. 21, No. 1, Jan.-Feb., pp. 20-39. doi: 10.15554/ pcij.01011976.20.39
Mattock, A. H.; Yamazaki, J.; and Kattula, B. T., 1971, "Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 2, Feb., pp. 116-125. doi: 10.14359/11298
Megally, S., and Ghali, A., 2002, "Punching Shear Design of Earthquake-Resistant Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 5, Sept.-Oct., pp. 720-730. doi: 10.14359/8807
Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1977, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Report* No. 77-1, Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin, Austin, TX, Jan., 291 pp. doi: 10.14359/51685433
Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1981, "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 107, Nov., pp. 2227-2244.
Menn, C., 1986, *Prestressed Concrete Bridges*, B. Birkhäuser, ed., 535 pp.
Mirza, S. A., 1990, "Flexural Stiffness of Rectangular Reinforced Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 4, July-Aug., pp. 425-435. doi: 10.14359/3056
Mirza, S. A.; Lee, P. M.; and Morgan, D. L., 1987, "ACI Stability Resistance Factor for RC Columns," *Journal of Structural Engineering*, V. 113, No. 9, Sept., pp. 1963-1976. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:9(1963)
Moehle, J. P., 1996, "Seismic Design Considerations for Flat Plate Construction," *Mete A. Sozen Symposium: A Tribute from his Students*, SP-162, J. K. Wight and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1-35. doi: 10.14359/1509
Moehle, J. P., 1988, "Strength of Slab-Column Edge Connections," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 1, Jan.-Feb., pp. 89-98. doi: 10.14359/2995
Moehle, J. P., 1992, "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes," *Earthquake Spectra*, V. 8, No. 3, Aug., pp. 403-428. doi: 10.1193/1.1585688
Moehle, J. P., and Cavanagh, T., 1985, "Confinement Effectiveness of Crossties in RC," *Journal of Structural Engineering*, V. 111, No. 10, pp. 2105-2120. doi: 10.1061/ (ASCE)0733-9445(1985)111:10(2105)

Moehle, J. P.; Ghodsi, T.; Hooper, J. D.; Fields, D. C.; and Gedhada, R., 2011, "Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 41 pp.

Moehle, J. P.; Hooper, J. D.; Kelly, D. J.; and Meyer, T. R., 2010, "Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 33 pp.

Mitchell, D., and Collins, M. P., 1976, "Detailing for Torsion," *ACI Journal Proceedings*, V. 73, No. 9, Sept., pp. 506-511. doi: 10.14359/11091

Mitchell, D., and Cook, W. D., 1984, "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," *Journal of Structural Engineering*, V. 110, No. 7, July, pp. 1513-1532. doi: 10.1061/ (ASCE)0733-9445(1984)110:7(1513)

Mojtahedi, S., and Gamble, W. L., 1978, "Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete," *Journal of the Structural Division*, V. 104, No. ST7, July, pp. 1159-1165. doi: 10.14359/19419

Mphonde, A. G., and Frantz, G. C., 1984, "Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups," *ACI Journal Proceedings*, V. 81, No. 4, July-Aug., pp. 350-357. doi: 10.14359/10690

Muguruma, H., and Watanabe, F., 1990, "Ductility Improvement of High-Strength Concrete Columns with Lateral Confinement," *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 47-60. doi: 10.14359/2783

Muttoni, A., 2008, "Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 4, July-Aug., pp. 440-450. doi: 10.14359/19858

Muttoni, A.; Schwartz, J.; and Thürlimann, B., 1997, *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Birkhauser, Boston, MA, 143 pp.

Nakaki, S. D.; Stanton, J. F.; and Sritharan, S., 1999, "An Overview of the PRESSS Five-Story Precast Test Building," *PCI Journal*, V. 44, No. 2, Apr., pp. 26-39. doi: 10.15554/ pcij.03011999.26.39

National Transportation Safety Board (NTSB), 2007, "Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel, Boston, Massachusetts, July 10, 2006," *Highway Accident Report* NTSB/HAR-07/02, Washington, DC, 120 pp.

NEHRP, 1994, "The NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings," Building Seismic Safety Council, Washington, DC.

Newlon, H. J., and Ozol, A., 1969, "Delayed Expansion of Concrete Delivered by Pumping through Aluminum Pipe Line," Concrete Case Study No. 20; Virginia Highway Research Council, Charlottesville, VA, Oct., 39 pp. doi: 10.14359/16493

Nichols, J. R., 1914, "Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, V. 77, pp. 1670-1736.

Nilsson, I. H. E., and Losberg, A., 1976, "Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment," *Journal of the Structural Division*, V. 102, June, pp. 12291254. doi: 10.14359/51685465

NIST, 2014, "Use of High-Strength Reinforcement in Earthquake-Resistant Concrete Structures," NIST GCR 14-917-30, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

NIST, 2017a, "Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part I—General," NIST GCR 17-917-46v1, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

NIST, 2017b, "Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part IIb—Concrete Moment Frames," NIST GCR 17-917-46v3, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

Odello, R. J., and Mehta, B. M., 1967, "Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels," *Graduate Student Research Report*, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 63 pp. doi: 10.14359/19581

Oesterle, R. G., 1997, "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," PCA R&D Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL, 87 pp. doi: 10.14359/16540

Olesen, S. E.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1967, "Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges, Part IV: Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement," *Bulletin* No. 493, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL., 115pp. doi: 10.14359/16580

Olsen, J.; Pregartner, T.; and Lamanna, A. J., 2012, "Basis for Design of Screw Anchors in Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 4, July-Aug., pp. 559-568. doi: 10.14359/51683875

Orakcal, K.; Massone, L. M.; and Wallace, J. W., 2009, "Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 4, July-Aug., pp. 455-465. doi: 10.14359/56611

Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 1977, "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 3, Mar., pp. 114-122. doi: 10.14359/10993

Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., 1998, "Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors," *Journal of Structural Engineering*, V. 124, No. 6, June, pp. 602-610. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:6(602)

Ožbolt, J.; Eligehausen, R.; Periškić, G.; and Mayer, U., 2007, "3D FE Analysis of Anchor Bolts with Large Embedment Depths," *Engineering Fracture Mechanics*, V. 74, No. 1-2, Jan., pp. 168-178. doi: 10.1016/j. engfracmech.2006.01.019

Ozcebe, G.; Ersoy, U.; and Tankut, T., 1999, "Evaluation of Minimum Shear Reinforcement for Higher Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 361-368. doi: 10.14359/51701132

Ozyildirim, C., and Halstead, W., 1988, "Resistance to Chloride Ion Penetration of Concretes Containing Fly Ash, Silica Fume, or Slag," *Permeability of Concrete*, SP-108, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 35-61. doi: 10.14359/2158

Pacific Earthquake Engineering Center, 2017, "Guidelines

for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings," *Report* No. 2017/06, University of California, Berkeley, Berkeley, CA.
Palmieri, L.; Saqan, E.; French, C.; and Kreger, M., 1996, "Ductile Connections for Precast Concrete Frame Systems," *Mete A. Sozen Symposium: A Tribute from his Students*, SP-162, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 315-335. doi: 10.14359/1515
Pan, A., and Moehle, J. P., 1989, "Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 3, May-June, pp. 250-258. doi: 10.14359/2889
Park, R., and Paulay, T., 1975, *Reinforced Concrete Structures*, Wiley-Interscience, New York, 769 pp.
Park, R., and Thompson, K. J., 1977, "Cyclic Load Tests on Prestressed and Partially Prestressed Beam-Column Joints," *PCI Journal*, V. 22, No. 5, pp. 84-110. doi: 10.15554/ pcij.09011977.84.110
Parra-Montesinos, G. J., 2006, "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers," *Concrete International*, V. 28, No. 11, Nov., pp. 57-66. doi: 10.14359/18323
Paulay, T., and Binney, J. R., 1974, "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 579-598. doi: 10.14359/17302
Paulay, T., and Priestley, M. J. N., 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, 768 pp.
Paulson, C.; Graham, S. K.; and Rautenberg, J. M., 2013, "Determination of Yield Strength for Nonprestressed Steel Reinforcement," Charles Pankow Foundation RGA #04-13, WJE No. 2013.4171, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Pasadena, CA, Dec. 31, 100 pp. doi: 10.14359/51702081
Paultre, P., and Légeron, F., 2008, "Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, V. 134, No. 5, pp. 738-749. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:5(738)
Pauw, A., 1960, "Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density," *ACI Journal Proceedings*, V. 57, No. 6, Dec., pp. 679-687. doi: 10.14359/17302
PCI, 1993, "Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling," *PCI Journal*, V. 38, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14-41. doi: 10.14359/19099
PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, 1976, "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 18-51. doi: 10.14359/16702
Peiris, C., and Ghali, A., 2012, "Flexural Reinforcement Essential for Punching Shear Resistance of Slabs," *Recent Developments in Reinforced Concrete Slab Analysis, Design and Serviceability*, SP-287, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, May, pp. 1-16. doi: 10.14359/51683860
Perez, F. J.; Pessiki, S.; Sause, R.; and Lu, L.-W., 2003, "Lateral Load Tests of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls," *Large Scale Structural Testing*, SP-211, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161-182. doi: 10.14359/12589
Pessiki, S.; Graybeal, B.; and Mudlock, M., 2001, "Proposed Design of High-Strength Spiral Reinforcement in Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 799-810. doi: 10.14359/10747
Pfeifer, D. W., and Nelson, T. A., 1983, "Tests to Determine the Lateral Distribution of Vertical Loads in a Long-Span Hollow-Core Floor Assembly," *PCI Journal*, V. 28, No. 6, Nov.-Dec., pp. 42-57. doi: 10.15554/pcij.11011983.42.57
Pfister, J. F., 1964, "Influence of Ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns," *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 5, May, pp. 521-537. doi: 10.14359/7795
Pfister, J. F., and Mattock, A. H., 1963, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 5, No. 2, May, pp. 27-40. doi: 10.14359/51685279
Popov, E. P.; Bertero, V. V.; and Krawinkler, H., 1972, "Cyclic Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear," EERC *Report* No. 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, Oct., 91 pp. doi: 10.14359/19326
Portland Cement Association (PCA), 1946, "Design of Deep Girders," IS079D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 10 pp. doi: 10.14359/51685151
Portland Cement Association (PCA), 1972, *Handbook of Frame Constants*, Skokie, IL, 1972, 34 pp. doi: 10.14359/16511
Portland Cement Association (PCA), 1980, "Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures," six reports, 762 pp., EB 100D; three studies, 300 pp., 1980, EB 102D, 1976-1980, Portland Cement Association, Skokie, IL.
Portland Cement Association (PCA), 2011, *Design and Control of Concrete Mixtures*, 15th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 444 pp.
Primavera, E. J.; Pinelli, J.-P.; and Kalajian, E. H., 1997, "Tensile Behavior of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Sept.-Oct., pp. 583-594. doi: 10.14359/507
Priestley, M. J. N.; Sritharan, S.; Conley, J.; and Pampanin, S., 1999, "Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building," *PCI Journal*, V. 44, No. 6, Nov.-Dec., pp. 42-67. doi: 10.15554/ pcij.11011999.42.67
Powers, T. C., 1975, "Freezing Effects in Concrete," *Durability of Concrete*, SP-47, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1-11. doi: 10.14359/17603
Puranam, A., 2018, "Strength and Serviceability of Concrete Elements Reinforced with High-Strength Steel," PhD dissertation, Purdue University, West Lafayette, IN.
Rabbat, B. G.; Kaar, P. H.; Russell, H. G.; and Bruce Jr., R. N., 1979, "Fatigue Tests of Pretensioned Girders with Blanketed and Draped Strands," *PCI Journal*, V. 24, No. 4, July-Aug., pp. 88-114. doi: 10.15554/pcij.07011979.88.114
Reineck, K.-H., ed., 2002, *Strut-and-Tie Models*, SP-208, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 250 pp. Reineck, K.-H., and Novak, L., C., eds., 2010, *Further Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models*, SP-273, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 288 pp.
Reineck, K., and Todisco, L., 2014, "Database of Shear Tests for Non-slender Reinforced Concrete Beams without

Stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 111, No. 6, pp. 1363-1372. doi: 10.14359/51686820
Restrepo, J. I., 2002, "New Generation of Earthquake Resisting Systems," *Proceedings*, First *fib* Congress, Session 6, Osaka, Japan, Oct., pp. 41-60.
Restrepo, J. I.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995a, "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings," *PCI Journal*, V. 40, No. 4, July-Aug., pp. 44-61. doi: 10.15554/ pcij.07011995.44.61
Restrepo, J.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995b, "Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, pp. 68-80. doi: 10.15554/pcij.09011995.68.80
Richart, F. E., 1933, "Reinforced Concrete Column Investigation—Tentative Final Report of Committee 105," *ACI Journal Proceedings*, V. 29, No. 2, Feb., pp. 275-282. doi: 10.14359/8273
Richart, F. E.; Brandzaeg, A.; and Brown, R. L., 1929, "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression," *Bulletin* No. 190, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL, Apr., 74 pp. doi: 10.14359/19264
Roberts-Wollmann, C. L., and Wollmann, G. P., 2008, "Bearing Strength of Unbonded Monostrand Post-Tensioning Anchors in Slab Edges," *PTI Journal*, V. 6, No. 2, Aug., pp. 29-39.
Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., 1986, "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International*, V. 8, No. 8, Aug., pp. 46-58. doi: 10.14359/51685228
Rogowsky, D., and Wight, K., 2010, "Load Factors are Load Factors," *Concrete International*, V. 32, No. 7, July, pp. 75-76.
Roller, J. J., and Russell, H. G., 1990, "Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr., pp. 191-198. doi: 10.14359/2682
Rose, D. R., and Russell, B. W., 1997, "Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 42, No. 4, July-Aug., pp. 56-80. doi: 10.15554/pcij.07011997.56.80
Rotz and Reifschneider, 1984, "Experimental Evaluation of Steel Embedments Subjected to Combined Axial and Shear," Bechtel Power Corp., Ann Arbor, MI, 100 pp.
Ruggiero, D. M.; Bentz, E. C.; Calvi, G. M.; and Collins, M. P., 2016, "Shear Response under Reversed Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 6, Nov.-Dec., pp. 1313-1324. doi: 10.14359/51689033
Russell, B. W., and Burns, N. H., 1996, "Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete," *PCI Journal*, V. 41, No. 5, Sept.-Oct., pp. 44-65. doi: 10.15554/pcij.09011996.44.65
Rutledge, S., and DeVries, R. A., 2002, "Development of D45 Wire in Concrete," *Report*, School of Civil and Environmental Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, Jan., 28 pp.
Saatcioglu, M., and Razvi, S. R., 2002, "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-11. doi: 10.14359/11030
Sabnis, G. M., Meyers; B. L.; and Roll, F., eds., 1974, *Deflections of Concrete Structures*, SP-43, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 637 pp.
Saemann, J. C., and Washa, G. W., 1964, "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 11, Nov., pp. 1383-1409. doi: 10.14359/7832. Also see discussion," *ACI Journal Proceedings*, V. 62, June 1965, pp. 1807-1810.
Sakai, K., and Sheikh, S. A., 1989, "What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 192-207. doi: 10.14359/2705
Salmons, J. R., and McCrate, T. E., 1977, "Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 22, No. 1, Jan.-Feb., pp. 52-65. doi: 10.15554/ pcij.01011977.52.65
Sant, J. K., and Bletzacker, R. W., 1961, "Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 58, No. 6, Dec., pp. 713-736. doi: 10.14359/8004
Sason, A. S., 1992, "Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand," *PCI Journal*, V. 37, No. 3, May-June, pp. 25-30. doi: 10.15554/pcij.05011992.25.30
SBC, 1999, "Standard Building Code," Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL.
Scanlon, A., and Bischoff, P. H., 2008, "Shrinkage Restraint and Loading History Effects on Deflections of Flexural Members," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 4, July-Aug., pp. 498-506. doi: 10.14359/19864
Schießl, P., and Raupach, M., 1997, "Laboratory Studies and Calculations on the Influence of Crack Widths on Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 94, No. 1, Jan.-Feb., pp. 56-62. doi: 10.14359/285
Schlaich, J.; Schafer, K.; and Jennewein, M., 1987, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, V. 32, No. 3, May-June, pp. 74-150. doi: 10.15554/ pcij.05011987.74.150
Scordelis, A. C., 1990, "Non-Linear Material, Geometric, and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Shells," *Bulletin*, International Association for Shells and Spatial Structures, Madrid, Spain, No. 102, Apr., pp. 57-90. doi: 10.14359/51685392
Scordelis, A. C.; Lin, T. Y.; and Itaya, R., 1959, "Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 6, Dec., pp. 441-459. doi: 10.14359/8105
Seegebrecht, G. W.; Litvan, A.; and And Gebler, S. H., 1989, "Durability of Dry-Mix Shotcrete," *Concrete International*, V. 11, No. 10, Oct., pp. 47-50. doi: 10.14359/2481
Segura, C. L., and Wallace, W. J., 2017, "Seismic Performance Limitations and Detailing of Slender RC Walls," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 3, May-June, pp. 849-859. doi: 10.14359/51701918
Segura, C. L., and Wallace, J. W., 2018, "Impact of Geometry and Detailing on Drift Capacity of Slender Walls," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 3, May, pp. 885-895. doi: 10.14359/51702046
Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1996, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," sixth edition, Seismology Committee of the Structural Engineers

Association of California, Sacramento, CA, 504 pp.
Shaikh, A. F., and Branson, D. E., 1970, "Non-Tensioned Steel in Prestressed Concrete Beams," *PCI Journal*, V. 15, No. 1, Feb., pp. 14-36. doi: 10.15554/pcij.02011970.14.36
Shaikh, A. F., and Yi, W., 1985, "In-Place Strength of Welded Headed Studs," *PCI Journal*, V. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 56-81. doi: 10.15554/pcij.03011985.56.81
Shao, Y.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Ghimire, K.; and Hano, M., 2016, "Anchorage of Conventional and High-Strength Headed Reinforcing Bars," *SM Report* No. 117, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Aug., 234 pp. https://kuscholarworks.ku.edu/ handle/1808/21738
Sivakumar, B.; Gergely, P.; and White, R. N., 1983, "Suggestions for the Design of R/C Lapped Splices for Seismic Loading," *Concrete International*, V. 5, No. 2, Feb., pp. 46-50. doi: 10.14359/9145
Slavin, C. M., and Ghannoum, W. M., 2015, "Defining Structurally Acceptable Properties of High-Strength Steel Bars through Material and Column Testing, Part I: Material Testing Report," Charles Pankow Foundation RGA #05-14, Aug., 135 pp. doi: 10.14359/51702075
Smith K. N. and Vantsiotis, A. S., 1982, "Shear Strength of Deep Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 79, No. 3, May-June 1982, pp. 201-213. doi: 10.14359/10899
Smith, S. W., and Burns, N. H., 1974, "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior," *PCI Journal*, V. 19, No. 3, May-June, pp. 74-91. doi: 10.15554/ pcij.05011974.74.91
Sneed, L. H., and Ramirez, J. A., 2010, "Influence of Effective Depth on Shear Strength of Concrete Beams—Experimental Study," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 5, Sept.-Oct., pp. 554-562. doi: 10.14359/51663906
Sokoli, D., and Ghannoum, W. M., 2016, "High-Strength Reinforcement in Columns under High Shear Stresses," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 3, May-June, pp. 605-614. doi: 10.14359/51688203
Sperry, J.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lepage, A.; Lequesne, R. D.; Matamoros, A.; Feldman, L. R.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; and Ajaam, A., 2018, "Conventional and High-Strength Steel Hooked Bars: Detailing Effects," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 1, Jan.-Feb., pp. 247-257. doi: 10.14359/51700920
Sperry, J.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Yasso, S.; Matamoros, A.; Feldman, L. R.; and Lepage, A., 2017b, "Conventional and High-Strength Hooked Bars— Part 2: Data Analysis," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 267-276. doi: 10.14359/51689457
Sperry, J.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Matamoros, A.; Feldman, L.; Lepage, A.; Lequesne, R.; and Ajaam, A., 2017a, "Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 1: Anchorage Tests," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 255-266. doi: 10.14359/51689456
Spragg, R. P.; Castro, J.; Li, W.; Pour-Ghaz, M.; Huang, P.-T.; and Weiss, J., 2011, "Wetting and Drying of Concrete in the Using Aqueous Solutions Containing Deicing Salt," *Cement and Concrete Composites*, V. 33, No. 5, May, pp. 535-542. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2011.02.009
Sritharan, S.; Beyer, K.; Henry, R. S.; Chai, Y. H.; Kowalsky, M.; and Bull, D., 2014, "Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications," *Earthquake Spectra*, V. 30, No. 1, pp. 307-334. doi: 10.1193/021713EQS036M
Sritharan, S.; Cox, A. M.; Huang, J.; Suleiman, M.; and Arulmoli, K., 2016, "Minimum Confinement Reinforcement for Prestressed Concrete Piles and a Rational Seismic Design Framework," *PCI Journal*, V. 61, No. 1, pp. 51-69. doi: 10.15554/pcij.01012016.51.69
Stanton, J. F., 1987, "Proposed Design Rules for Load Distribution in Precast Concrete Decks," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, Sept.-Oct., pp. 371-382. doi: 10.14359/1683
Stanton, J. F., 1992, "Response of Hollow-Core Floors to Concentrated Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 4, July-Aug., pp. 98-113. doi: 10.15554/pcij.07011992.98.113
Stecich, J.; Hanson, J. M.; and Rice, P. F., 1984, "Bending and Straightening of Grade 60 Reinforcing Bars," *Concrete International*, V. 6, No. 8, Aug., pp. 14-23. doi: 10.14359/16496
Stone, W.; Cheok, G.; and Stanton, J., 1995, "Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr., pp. 229-249. doi: 10.14359/1145
Sugano, S.; Nagashima, T.; Kimura, H.; Tamura, A.; and Ichikawa, A., 1990, "Experimental Studies on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Members of High Strength Concrete," *Proceedings of the Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-87. doi: 10.14359/2791
Tan, K. H.; Kong, F. K.; Teng, S.; and Wang L. W., 1997, "Effect of Web Reinforcement on High Strength Concrete Deep Beams," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Sept.-Oct., pp 572-582. doi: 10.14359/506
Taylor, C. P.; Cote, P. A.; and Wallace, J. W., 1998, "Design of Slender Reinforced Concrete Walls with Openings," *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 4, July-Aug., pp. 420-433. doi: 10.14359/558
TBI, 2017, "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings," *Report* No. 2017/06, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, May, 147 pp.
Tepke, D.; Trejo, D.; and Isgor, B., eds., 2016, *Chloride Thresholds and Limits for New Construction*, SP-308, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
Thompson, K. J., and Park, R., 1980, "Seismic Response of Partially Prestressed Concrete," *Journal of the Structural Division*, V. 106, pp. 1755-1775.
Thompson, M. K.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2006a, "CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 2: Capacity of Nodes," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 1, Jan.-Feb., pp. 65-73. doi: 10.14359/15087
Thompson, M. K.; Ledesma, A.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2006b, "Lap Splices Anchored by Headed Bars," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 2, Mar.-Apr., pp. 271-279. doi: 10.14359/15185
Thompson, M. K.; Ziehl, M. J.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2005, "CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 1: Behavior of Nodes," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 808-815. doi: 10.14359/14788
Thomsen IV, J. H., and Wallace, J. W., 2004, "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Struc-

tural Walls—Experimental Verification," *Journal of Structural Engineering*, V. 130, No. 4, pp. 618-630. doi: 10.1061/ (ASCE)0733-9445(2004)130:4(618)

To, N. H. T.; Sritharan, S.; and Ingham, J., 2009, "Strut-and-Tie Nonlinear Cyclic Analysis of Concrete Frames," *Journal of Structural Engineering*, V. 135, No. 10, pp. 12591268. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:10(1259)

Treece, R. A., and Jirsa, J. O., 1989, "Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," *ACI Materials Journal*, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 167-174. doi: 10.14359/2341

Tuchscherer, R. G.; Birrcher, D. B.; Huizinga, M. H.; and Bayrak, O., 2010, "Confinement of Deep Beam Nodal Regions," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 6, Nov.-Dec., pp. 709-717. doi: 10.14359/51664019

Umehara, H., and Jirsa, J. O., 1984, "Short Rectangular RC Columns Under Bidirectional Loadings," *Journal of Structural Engineering*, V. 110, No. 3, pp. 605-618. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:3(605)

Uzel, A.; Podgorniak, B.; Bentz, E.; and Collins, M., 2011, "Design of Large Footings for One-Way Shear," *ACI Structural Journal*, V. 108, No. 2, pp. 131-138. doi: 10.14359/51664247

Vanderbilt, M. D., 1972, "Shear Strength of Continuous Plates," *Journal of the Structural Division*, V. 98, May, pp. 961-973. doi: 10.14359/51685238

Vanderbilt, M. D., and Corley, W. G., 1983, "Frame Analysis of Concrete Buildings," *Concrete International*, V. 5, No. 12, Dec., pp. 33-43. doi: 10.14359/9202

Vanderbilt, M. D.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab," *Journal of the Structural Division*, V. 95, No. ST6, June, pp. 1097-1116.

Vintzileou, E., and Eligehausen, R., 1992, "Behavior of Fasteners under Monotonic or Cyclic Shear Displacements," *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 181-203. doi: 10.14359/1272

Vu, S.; Li, N. B.; and Beyer, K., 2014, "Effective Stiffness of Reinforced Concrete Coupling Beams," *Engineering Structures*, V. 76, pp. 371-382. doi: 10.1016/j. engstruct.2014.07.014

Wallace, J. W., 1996, "Evaluation of UBC-94 Provisions for Seismic Design of RC Structural Walls," *Earthquake Spectra*, V. 12, No. 2, May, pp. 327-348. doi: 10.1193/1.1585883

Wallace, J. W., 1998, "Behavior and Design of High-Strength RC Walls," *High-Strength Concrete in Seismic Regions*, SP-176, C. W. French and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 259-279. doi: 10.14359/5903

Wallace, J. W., 2012, "Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams—Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, V. 6, No. 1, pp. 3-18. doi: 10.1007/s40069-012-0001-4

Wallace, J. W., and Orakcal, K., 2002, "ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 4, July-Aug., pp. 499-508. doi: 10.14359/12119

Wallace, J. W.; Massone, L. M.; Bonelli, P.; Dragovich, J.; Lagos, R.; Lüders, C.; and Moehle, J. P., 2012, "Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings," *Earthquake Spectra*, V. 28, pp. 281-299. doi: 10.1193/1.4000047

Wallace, J.; Segura, C.; and Tran, T., 2013, "Shear Design of Structural Walls," Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council Annual Meeting, 13 pp.

Watson, S.; Zahn, F. A.; and Park, R., 1994, "Confining Reinforcement for Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, V. 120, No. 6, June, pp. 1798-1824. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:6(1798)

Weber-Kamin, A. S.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2019, "RC Coupling Beams with High-Strength Steel Bars: Summary of Test Results," *SL Report 19-1*, The University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, KS, Jan., 133 pp. http://hdl.handle.net/1808/27676

Welt, T. S., 2015, "Detailing for Compression in Reinforced Concrete Wall Boundary Elements: Experiments, Simulations, and Design Recommendations," PhD dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign, Champaign, IL, 530 pp.

Welt, T. S.; Massone, L. M.; LaFave, J. M.; Lehman, D. E.; McCabe, S. L.; and Polanco, P., 2017, "Confinement Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Prisms Simulating Wall Boundary Elements," *Journal of Structural Engineering*, V. 143, No. 4, p. 04016204 doi: 10.1061/(ASCE) ST.1943-541X.0001682

West, J. S.; Innocenzi, M. J.; Ulloa, F. V.; and Poston, R. W., 2008, "Assessing Vibrations," *Concrete International*, V. 30, No. 10, Oct., pp. 43-49. doi: 10.14359/19985

Widianto; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2009, "Two-Way Shear Strength of Slab-Column Connections: Reexamination of ACI 318 Provisions," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 160-170. doi: 10.14359/56354

Wilford, M. R., and Young, P., 2006, *A Design Guide for Footfall Induced Vibration of Structures*, The Concrete Centre, Surrey, UK, 83 pp.

Wilson, E. L., 1997, "Three-Dimensional Dynamic Analysis of Structures—With Emphasis on Earthquake Engineering," Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.

Winter, G., 1979, "Safety and Serviceability Provisions in the ACI Building Code," *Concrete Design: U.S. and European Practices*, SP-59, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 35-49. doi: 10.14359/17764

Wire Reinforcement Institute, 2001, *Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice*, sixth edition, Hartford, CT, Apr., 38 pp.

Wood, S. L.; Stanton, J. F.; and Hawkins, N. M., 2000, "Development of New Seismic Design Provisions for Diaphragms Based on the Observed Behavior of Precast Concrete Parking Garages during the 1994 Northridge Earthquake," *PCI Journal*, V. 45, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50-65. doi: 10.15554/pcij.01012000.50.65

Wyllie Jr., L. A., 1987, "Structural Walls and Diaphragms— How They Function," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 188-215.

Xanthakis, M., and Sozen, M. A., 1963, "An Experimental Study of Limit Design in Reinforced Concrete Flat Slabs," *Structural Research Series* No. 277, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, Dec., 159 pp. doi: 10.14359/16666

Yamada, T.; Nanni, A.; and Endo, K., 1991, "Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 4,

July-Aug., pp. 555-563. doi: 10.14359/2984
Yoshioka, K., and Sekine, M., 1991, "Experimental Study of Prefabricated Beam-Column Subassemblages," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 465-492. doi:10.14359/2876 Zhang, L., 2015, "Testing Air Content of Dry-Mix Shotcrete," *Shotcrete*, V. 17, No. 2, pp. 22-24.
Zhang, Y.; Klingner, R. E.; and Graves III, H. L., 2001, "Seismic Response of Multiple-Anchor Connections to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 811-822. doi: 10.14359/10748
Zhu, S., and Jirsa, J. O., 1983, "Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," PMFSEL *Report* No. 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin, TX, July, 79 pp. doi: 10.14359/51685438
Zia, P., and Hsu, T. T. C., 2004, "Design for Torsion and Shear in Prestressed Concrete Flexural Members," *PCI Journal*, V. 49, No. 3, May-June, pp. 34-42. doi: 10.15554/ pcij.05012004.34.42
Zsutty, T. C., 1971, "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beams Tests," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 2, Feb., pp. 138-143. doi: 10.14359/11300

GLOSARIO UNIFICADO DE TÉRMINOS UTILIZADOS EN TRADUCCIONES DE DOCUMENTOS DEL ACI
GLOSARIO "INGLÉS-ESPAÑOL"

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL ARGENTINO
–A–	
Abrasion	Abrasión
Accelerated curing	Curado acelerado
Accelerated strength test	Ensayo acelerado de resistencia
Accelerating admixture	Aditivo acelerante
Acceptable	Aceptable
Acceptance	Aceptación
Acceptance of concrete	Aceptación del hormigón
Accepted	Aceptado
ACI (American Concrete Institute)	ACI (Instituto americano del concreto)
ACI Adhesive Anchor Installer Certification	Certificación de Instalador de Anclajes Adheridos del ACI
ACI Adhesive Anchor Installation Inspector Certification	Certificación de Inspector de Instalación de Anclajes Adheridos del ACI
ACI Anchor Installation Inspector	Inspector de Instalación de Anclajes del ACI
ACI Concrete Field-Testing Technician Grade 1	Técnico ACI Grado 1 en Ensayos de Hormigón en Obra
ACI Concrete Laboratory Testing Technician Grade 1	Técnico ACI Grado 1 en Ensayos de Hormigón en el Laboratorio
ACI Concrete Laboratory Testing Technician Grade 2	Técnico ACI Grado 2 en Ensayos de Hormigón en el Laboratorio
ACI Flatwork Concrete Finisher / Technician	Técnico / Experto ACI en terminación nivelada / alisada del Hormigón
ACI Inspector Certification Program – Special Inspector	Inspector Especial del Programa de Certificación de Inspectores del ACI
ACI Concrete Strength Testing Technician	Técnico ACI en Ensayos de Resistencia de Hormigón
ACI Flatwork Technician as defined in ACI CP 10	Técnico ACI en terminación nivelada / alisada de acuerdo con lo establecido en ACI CP 10
Actual breaking strength	Resistencia a la rotura real
Adequacy	Idoneidad
Adhesive	Adhesivo
Adhesive anchor	Anclaje adhesivo
Admixture	Aditivo
Aggregate	Agregado
Aggregate nominal maximum size	Tamaño máximo nominal del agregado
Aggregate transfer finish	Terminación del hormigón con el método de transferencia de los agregados desde el interior del encofrado
Air content test	Ensayo de contenido de aire
Air entrainment	Aire incorporado
Air-entraining admixture	Aditivo incorporador de aire
All-lightweight concrete	Hormigón completamente liviano
Alternate design method	Método alternativo de diseño
Alternative load and strength reduction factors	Factores de carga y de reducción de la resistencia alternativos
Alternative provisions for reinforced and prestressed concrete	Disposiciones alternativas para hormigón armado y pretensado

INGLÉS	ESPAÑOL
Aluminum conduit or pipe	Tubo o conducto de aluminio
American Concrete Institute (ACI)	Instituto Americano del Concreto (ACI)
American Society for Testing and Materials (ASTM)	Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM)
American Society of Civil Engineers (ASCE)	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)
American Welding Society (AWS)	Sociedad Americana de Soldadura (AWS)
Analysis and design	Análisis y diseño
Analysis method	Método de análisis
Analytical evaluation	Evaluación analítica
Anchor	Anclaje
Anchor expansion sleeve	Camisa de expansión del elemento de anclaje
Anchor group	Grupo de anclajes
Anchor to concrete	Anclaje al hormigón
Anchorage	Anclaje
Anchorage development	Longitud de anclaje
Anchorage device	Dispositivo de anclaje
Anchorage set	Asentamiento del anclaje
Anchorage zone	Zona de anclaje
Applied finish	Terminación (Acabado) aplicada
Architect / Engineer (Engineer or Architect, Engineer / Architect)	Proyectista Estructural
Architectural concrete	Hormigón arquitectónico
Architectural finish	Terminación (acabado) arquitectónica
ASCE (American Society of Civil Engineers)	ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)
Assigned to SDC	Asignado a una Categoría de Diseño Sísmico
ASTM International (Formerly, American Society for Testing and Materials)	ASTM Internacional (Antiguamente, Sociedad Americana para Ensayos y Materiales)
As-cast finish	Terminaciones (acabados) sin alteración
Aspect ratio	Relación de aspecto
Assumptions	Hipótesis
Attachment	Fijación
Augered piles	Pilotes roscados o helicoidales
Auxiliary member	Elemento auxiliar
AWS (American Welding Society)	AWS (Sociedad Americana de Soldadura)
Axial load	Carga axial
Axially loaded member	Elemento cargado axialmente
Axis	Eje
–B–	
Backshores	Puntales temporales
Baffle	Deflector
Bar	Barra
Bar mat	Malla de acero
Base of structure	Base de la estructura
Basic monostrand anchorage device	Dispositivo básico de anclaje para un cordón
Basic multi-strand anchorage device	Dispositivo básico de anclaje para varios cordones
Batch	Lote
Beam	Viga
Beam grade-wall	Viga que transmite la carga de un muro estructural a fundaciones individuales (como cabezales de pilotes)
Beam stem	Alma de la viga
Beam-column frame	Pórtico viga-columna
Bearing design	Diseño de los apoyos
Bearing element	Elemento de apoyo

INGLÉS	ESPAÑOL
Bearing failure	Falla por aplastamiento
Bearing pad	Almohadilla de apoyo
Bearing strength	Resistencia al aplastamiento
Bearing stress	Tensión de aplastamiento
Bearing wall	Muro de carga
Belt conveyor	Banda transportadora
Bend test	Ensayo de doblado
Bending	Flexión
Bending of reinforcement	Doblado de la armadura
Bevel	Bisel
Biaxial bending	Flexión biaxial
Billet-steel	Palanquilla-Barra de acero fabricada a partir de acero crudo
Blast finish	Acabado a presión
Bleeding	Exudación
Blended cement	Cemento adicionado
Bond	Adherencia
Bonded joint	Junta adherida
Bonded reinforcement	Armadura adherida
Bonded tendon	Cordón de pretensado adherido
Bonding grout	Mortero de cemento para adherencia
Bottle-shaped strut	Puntal en forma de botella
Boundary element	Elemento de borde
Boundary strut	Puntal de borde
Box girder	Viga cajón
Brace	Arriostramiento
Braced frame	Pórtico arriostrado
Bracket	Ménsula
Breaking strength	Resistencia a la rotura
B-region	Región-B
Brittle steel element	Elemento frágil de acero
Broom	Escoba
Broom or belt finish	Terminación (Acabado) con escoba o correa
Builder	Constructor
Building code	Reglamento de construcción
Building official	Autoridad Fiscalizadora
Bull-float	Llana con mango
Bundled bars	Paquete de barras
Burlap	Yute
Burlap belt	Correa de yute
Bursting	Estallido del hormigón
Bush hammer	Martillo de cara dentada para labrar el hormigón
Buttress	Contrafuerte
–C–	
Caisson	Cajón de fundación
Calcium chloride	Cloruro de calcio
Calculations	Cálculos, memoria de cálculos
Camber	Contraflecha
Capping (cap a cylinder)	Encabezado de una probeta de hormigón
Cased cast-in-place concrete piles	Pilotes de hormigón construidos in situ con camisa permanente
Cast-in anchor	Anclaje pre-instalado
Cast-in-place	Hormigonados in situ

INGLÉS	ESPAÑOL
Cast-in-place composite-topping slab	Capa superior de hormigón construida in situ
Cast-in-place concrete	Hormigón colocado in situ
Caulking	Sellador
Cement	Cemento
Cementitious material	Material cementante
Centroid	Baricentro
Centroidal axes	Ejes baricéntricos
Chamfer	Bisel (Chaflán)
Check test	Ensayo de verificación
Chloride	Cloruro
Chloride admixture	Aditivo con cloruros
Chloride-ion content	Contenido de ion cloruro
Chord	Cordón
Chute	Canal
Closure strip	Faja de cierre
Coated reinforcement	Armadura recubierta
Coated ties	Estribos recubiertos
Code	Reglamento
COE / CRD – U. S. Army Corps of Engineers	COE / CRD – Cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos
Cold joint	Junta fría
Cold weather	Clima frío
Cold weather construction	Construcción en clima frío
Cold weather requirements	Requisitos para clima frío
Collector element	Elemento colector
Column	Columna
Column line	Eje de columnas
Column reinforcement splice	Empalme de la armadura en columnas
Column special reinforcement details	Detalles especiales de la armadura para columnas
Column steel cores	Núcleos de acero para columnas
Column strip	Faja de columna
Combined footing	Base combinada
Combined mat	Platea combinada
Combined stress	Tensión combinada
Commercially manufactured accessory	Accesorio fabricado comercialmente
Composite compression member	Elemento compuesto a compresión
Composite concrete flexural member	Elemento de hormigón compuesto a flexión
Composite construction	Construcción compuesta
Composite construction (concrete and steel)	Construcción compuesta (hormigón y acero)
Composite construction (concrete to concrete)	Construcción compuesta (hormigón con hormigón)
Composite flexural member	Elemento compuesto a flexión
Composite sample	Conjunto de muestras
Compression control strain	Deformación específica de control por compresión
Compression member	Elemento a compresión
Compression member moment magnification to account for slenderness effects	Mayoración de momentos para elementos a compresión para considerar los efectos de esbeltez
Compression member slenderness effects	Efectos de esbeltez en elementos a compresión
Compression-controlled section	Sección controlada por compresión
Compression-controlled strain limit	Límite de la deformación específica controlada por compresión
Compressive strength	Resistencia a la compresión
Computer program	Programa de computadora
Concrete	Hormigón
Concrete breakout strength	Resistencia al desprendimiento del hormigón
Concrete construction	Construcción en hormigón

INGLÉS	ESPAÑOL
Concrete conveying	Transporte del hormigón
Concrete cover	Recubrimiento de hormigón
Concrete curing	Curado del hormigón
Concrete depositing	Colocación del hormigón
Concrete encased structural steel core	Núcleo de hormigón confinado en acero estructural
Concrete evaluation and acceptance	Evaluación y aceptación del hormigón
Concrete mixing	Mezclado del hormigón
Concrete proportioning	Dosificación del hormigón
Concrete pryout strength	Resistencia al desprendimiento del hormigón (por cabeceo del anclaje)
Concrete quality	Calidad del hormigón
Concrete shear strength in nonprestressed member	Resistencia a corte del hormigón en elemento no pretensado
Concrete shear strength in prestressed member	Resistencia a a corte del hormigón en elemento pretensado
Concrete slab	Losa de hormigón
Concrete strength	Resistencia del hormigón
Concrete tensile strength	Resistencia a la tracción del hormigón
Confinement region	Región confinada
Connection	Conexión
Consolidation	Compactación
Construction joint	Junta de construcción
Construction load	Carga de construcción
Construction project	Proyecto de construcción
Continuous construction	Estructuras estáticamente indeterminadas
Contour	Contorno
Contract documents	Documentos contractuales
Contraction joint	Junta de contracción
Contractor	Contratista
Control of deflections	Control de flechas (deformaciones por flexión)
Conveying concrete	Transporte del hormigón
Conveying equipment	Equipo de transporte del hormigón
Conveyor	Equipo transportador
Corbel	Ménsula
Core drill	Taladro de núcleos
Core test	Ensayo de núcleos
Cork-floated finish	Acabado con llana de corcho
Corrosion	Corrosión
Corrosion protection	Protección contra la corrosión
Corrosion protection for unbonded prestressing tendons	Protección contra la corrosión de cordones no adheridos de pretensado
Corrosion protection of reinforcement	Protección contra la corrosión de la armadura
Cotton duck fabric	Tejido de algodón
Coupler	Acople
Cover	Recubrimiento
Cover requirement	Requisito de recubrimiento
Creep	Fluencia lenta
Crosstie	Gancho suplementario
CRSI – Concrete Reinforcing Steel Institute	CRSI – Instituto del acero para armadura del hormigón
Curing	Curado
Curvature friction	Fricción por curvatura
Cyclic test	Ensayo cíclico
Cylinder testing	Ensayo de probeta cilíndrica

INGLÉS	ESPAÑOL
–D–	
Dead load	Carga permanente
Deep flexural member	Elemento de gran altura a flexión
Defect	Defecto
Definition	Definición
Deflection	Flechas (deformación por flexión) Desplazamientos (en columnas)
Deflection control	Control de las deformaciones por flexión
Deflections in two-way construction	Deformaciones por flexión en dos direcciones
Deformed bar	Barra conformada
Deformed bar tension splice	Empalme de barra conformada a tracción
Deformed reinforcement	Armadura conformada
Deformed reinforcement compression splice	Empalme de la armadura conformada a compresión
Deicing chemical	Químico descongelante
Deicing salt	Sal descongelante
Deleterious	Perjudicial
Density	Densidad
Depositing concrete	Colocación del hormigón
Depth	Altura de la sección
Design	Proyecto / Dimensionamiento / Cálculo / Diseño
Design assumption	Hipótesis de cálculo
Design dimension	Dimensión de cálculo
Design displacement	Desplazamiento de diseño
Design load combinations	Combinaciones de carga de proyecto
Design method	Método de diseño
Design moment	Momento de cálculo
Design of anchorage zone	Diseño de la zona de anclaje
Design of formwork	Diseño de la cimbra y el encofrado
Design of precast concrete	Diseño del hormigón prefabricado
Design reference sample	Muestra de referencia de diseño
Design requirements	Requisitos de diseño
Design story drift ratio	Deriva de piso de diseño
Design strength	Resistencia de cálculo
Design strip	Faja de diseño
Designated to SDC	Asignado a una determinada Categoría de Diseño Sísmico
Detailing	Detallado
Developed	Anclado
Development	Anclaje
Development and splices of reinforcement	Anclaje y empalmes de la armadura
Development in compression of deformed reinforcement	Anclaje en compresión de la armadura conformada
Development in tension of deformed reinforcement	Anclaje en tracción de la armadura conformada
Development length	Longitud de anclaje
Development length for a bar with a standard hook	Longitud de anclaje para una barra con gancho normal
Development of bundled bars	Anclaje de los paquetes de barras
Development of deformed welded wire reinforcement	Anclaje de la armadura soldada de alambre conformado
Development of flexural reinforcement	Anclaje de la armadura de flexión
Development of mechanical anchorage	Anclaje de anclaje mecánico
Development of mechanical splice for reinforcement	Anclaje del empalme mecánico para armadura
Development of negative moment reinforcement	Anclaje de la armadura para momento negativo
Development of plain welded wire reinforcement	Anclaje de la armadura de malla soldada de alambre

INGLÉS	ESPAÑOL
	liso
Development of positive moment reinforcement	Anclaje de la armadura para momento positivo
Development of prestressing strand	Anclaje del cordón de pretensado
Development of reinforcement	Anclaje de la armadura
Development of reinforcement by embedment	Anclaje de la armadura empotrada (embebida)
Development of reinforcement hook	Anclaje del gancho de la armadura
Development of reinforcement mechanical anchorage	Desarrollo del anclaje mecánico de la armadura
Development of splices	Anclaje de los empalmes
Development of web reinforcement	Anclaje de la armadura en el alma
Dimensioning	Dimensionado / dimensionamiento
Discharge	Descargar
Discharge baffle	Deflector
Discontinuity	Discontinuidad
Discuss	Comentar
Distance between lateral supports for flexural members	Distancia entre soportes laterales de los elementos a flexión
Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs	Distribución de la armadura a flexión en losas en una dirección
Distribution of forces in precast concrete	Distribución de las fuerzas en hormigón prefabricado
Double tee beam	Viga doble T
Dowel	Barra de acero en espera para empalme o conexión
Dowel action	Efecto pasador
Drawings	Planos
Drawings and specifications	Planos y especificaciones
Dry-shake finish	Acabado de lanzamiento en seco
D-region	Región-D
Drilled pier	Pila excavada
Drilled pile	Pilote excavado
Drop panel	Ábaco
Duct	Vaina de postensado
Duct spacing limit	Límite de la separación de vainas
Ductile connection	Conexión dúctil
Ductile steel	Acero dúctil
Durability	Durabilidad
Durability requirement	Requisito de durabilidad
–E–	
Earth pressure	Empuje de tierra
Earthquake effects	Efectos sísmicos
Earthquake load	Carga debida a sismo
Earthquake resistant	Sismo-resistente
Earthquake resistant structure	Estructura sismo resistente
Edge distance	Distancia al borde
Edge form	Encofrado para hacer bordes
Effect on formwork of concrete placing rate	Efecto en la cimbra y en el encofrado de la velocidad de colocación del hormigón
Effect on stiffness of haunches	Efecto de las cartelas en la rigidez
Effective depth of section (***d***)	Altura útil de la sección (***d***)
Effective embedment depth	Profundidad efectiva de empotramiento (embebido)
Effective length	Longitud no apoyada
Effective length of compression member	Longitud efectiva del elemento a compresión
Effective prestress	Pretensado efectivo
Efflux time	Tiempo de vertido
Elastic analysis	Análisis elástico

INGLÉS	ESPAÑOL
Embedded	Empotrado (Embebido)
Embedded conduit	Conducto empotrado (embebido)
Embedded conduit and pipe	Conducto y tubo empotrado (embebido)
Embedded pipe	Tubería empotrada (embebida)
Embedded service duct	Ducto de servicio empotrado (embebido)
Embedment	Inserto empotrado (embebido)
Embedment length	Longitud empotrada (embebida)
Empirical design	Diseño empírico
Enclosed	Confinada
End bearing splice	Empalme a tope
Energy dissipation capacity or “toughness”	Capacidad de disipación de energía o “tenacidad”
Epoxy-coated reinforcement	Armadura con recubrimiento epóxico
Equilibrium density	Densidad de equilibrio
Equipment	Equipo
Equivalent column in slab design	Columna equivalente en el diseño de losas
Equivalent diameter of bundle	Diámetro equivalente de un paquete
Equivalent frame method	Método del pórtico equivalente
Evaluation and acceptance of concrete	Evaluación y aceptación del hormigón
Expanding admixture	Aditivo expansivo
Expansion anchor	Anclaje de expansión
Expansion joint filler	Masilla para juntas de expansión
Expansion joint material	Material para junta de expansión
Expansion sleeve	Camisa de expansión
Expansive cement	Cemento expansivo
Experimental analysis	Análisis experimental
Exposed aggregate finish	Terminación con el agregado expuesto (a la vista)
Exposed to public view	Expuesto a la vista pública
Exposure	Exposición
Exposure cover requirement	Requisito de recubrimiento según la exposición
Exposure special requirement	Requisito especial de exposición
External post-tensioning	Postensado externo
Extreme tension steel	Acero en tracción extrema
–F–	
Fabrication	Corte y doblado de la armadura de acero
Fabricator	Contratista que suministra la armadura de acero cortada y doblada y que algunas veces también la coloca
Factored load	Carga mayorada
Factored load combination	Combinación de cargas mayoradas
Factored loads and forces	Cargas y fuerzas mayoradas
Fastener	Tornillo pasador
Field test	Ensayos de campo
Field-cured cylinder	Probeta cilíndrica curada en obra
Field-cured specimen	Probeta curada en obra
Finish	Terminación (Acabado)
Finishing of concrete	Terminación (Acabado) del hormigón
Fixed anchorage	Anclaje fijo en postensado
Flange	Ala
Flat plate	Placa plana
Flat slab	Losa plana
Flatness	Planitud (flatness)
Flatwork contractor	Contratista de pisos
Flexural and compression member	Elemento sujeto a flexión y compresión

INGLÉS	ESPAÑOL
Flexural member of special moment frame	Elemento a flexión en pórtico especial resistente a momento
Flexural reinforcement	Armadura de flexión
Flexural reinforcement distribution in beams and one-way slabs	Distribución de la armadura a flexión en vigas y losas en una dirección
Flexural strength	Resistencia a flexión
Flexural strength of prestressed concrete	Resistencia a flexión del hormigón pretensado
Float	Llana
Float finish	Terminación (Acabado) con llana
Floor finish	Capa de terminación de hormigón
Floor	Entrepiso
Flowing concrete	Hormigón fluido
Fly ash	Ceniza volante
Folded plate	Placa / losa plegada (en estructuras plegadas)
Footing	Base
Form liner	Revestimiento interno del encofrado
Form ties	Arriostramientos internos del encofrado
Form removal	Remoción de los encofrados
Formed surface	Superficie construida con encofrado
Forms	Encofrados
Formwork	Cimbra y encofrado
Formwork drawings	Planos de cimbra y encofrado
Formwork facing material	Material del encofrado en contacto con el hormigón
Formwork release agent	Desmoldante
Formwork removal	Desencofrado y descimbrado
Foundations	Fundaciones
Foundation seismic ties	Arriostramiento sísmico para fundaciones
Fractile	Fráctil / Percentil
Frame	Pórtico (o en algunos casos Estructura)
Frame members	Elementos de pórticos o elementos estructurales
Frames	Pórticos
Frames and continuous construction	Pórticos y construcción continua
Framing	Aporticado
Framing elements	Elementos estructurales aporticados
Freezing-and-thawing exposure	Exposición al congelamiento y descongelamiento
Full scale	Escala natural
–G–	
Gage	Manómetro
Gage length	Longitud de medición
Gasket	Sello
General principle	Principio general
General requirements in seismic design	Requisitos generales en diseño sísmico
Girder	Viga principal
Grade 420 deformed reinforcement	Armaduras conformadas 420 MPa
Grade beam	Viga de fundación (cimentación)
Grade wall	Muro utilizado como viga de fundación
Gross section	Sección total o bruta
Ground-granulated blast-furnace slag	Escoria molida granulada de alto horno
Grout	Mortero de inyección
Grout for bonded tendons	Mortero de inyección para cordones adheridos
Grouting	Mortero de inyección
Grout-cleaned finish	Terminación (Acabado) con mortero de limpieza

INGLÉS	ESPAÑOL
–H–	
Handling	Manejo o Manipulación
Hanger	Tensor
Hanger reinforcement	Armadura de suspensión
Hand wire brush	Cepillo manual de alambre
Hardened concrete	Hormigón endurecido
Haunch	Cartela
Headed bar	Barra con cabeza
Headed bolt	Tornillo con cabeza
Headed deformed bar	Barra conformada con cabeza
Headed stud	Perno con cabeza
Headed shear stud reinforcement	Perno con cabeza para armadura de corte
Heat of hydration	Calor de hidratación
Heavy duty service	Servicio pesado
Heavyweight shielding concrete	Hormigón pesado para blindaje (central nuclear)
High-early-strength cement	Cemento de alta resistencia inicial
High-early-strength concrete	Hormigón de alta resistencia inicial
Hollow-core slab	Losa alveolar
Honeycombs	Nido de abejas
Hook	Gancho
Hooked bolt	Perno pasador con gancho
Hoop	Estribo cerrado de confinamiento
Hopper	Tolva
Horizontal and upwardly inclined anchor	Anclajes horizontales e inclinados hacia arriba
Horizontal shear strength	Resistencia al corte horizontal
Hot weather	Clima cálido
Hot weather construction	Construcción en clima cálido
Hot weather requirements	Requisitos para clima cálido
–I–	
Impact	Impacto
Inelastic analysis	Análisis inelástico
Initial setting	Endurecimiento inicial
Inspection	Inspección
Inspector	Inspector
Installation of anchors	Instalación de anclajes
Insulating concrete	Hormigón aislante
Insulating forms	Encofrados aislantes
Interaction of tensile and shear forces	Interacción de las fuerzas de tracción y de corte
Interior strut	Puntal interior
Interlock	Trabazón
Intermediate anchorage	Anclaje intermedio
Immediate deflections	Flechas inmediatas
Intermediate moment frame	Pórtico intermedio resistente a momentos
Intermediate precast structural wall	Muro estructural intermedio prefabricado
Isolated beam	Viga aislada
Isolation joint	Junta de expansión
–J–	
Jack	Gato
Jack clearance	Espacio libre para el gato
Jacking	Gato de tesado

INGLÉS	ESPAÑOL
Jacking force	Fuerza del gato de tesado
Joint	Junta
Joint in structural plain concrete	Junta en hormigón estructural simple
Joint of special moment frame	Nudo en pórtico especial resistente a momento
Joist	Vigueta
Joist construction	Construcción con nervaduras o viguetas
–K–	
Keyway	Llave biselada
–L–	
Laboratory test	Ensayo de laboratorio
Laboratory-cured specimen	Probeta curada en laboratorio
Laitance	Lechada
Lap splice	Empalme por yuxtaposición
Lateral liquid pressure	Presión hidrostática lateral
Lateral reinforcement	Armadura transversal
Lateral reinforcement for compression members	Armadura transversal en elementos a compresión
Lateral reinforcement for flexural members	Armadura transversal en elementos a flexión
Lateral support	Apoyo lateral
Lateral-force resisting system	Sistema resistente a fuerzas laterales
Ledger beam	Vigas con ménsulas laterales en la zona inferior
Levelness	Horizontalidad
Licensed design engineer	Ingeniero habilitado
Licensed design professional	Profesional habilitado
Lightweight aggregate	Agregado liviano
Lightweight aggregate concrete	Hormigón con agregado liviano
Lightweight concrete	Hormigón liviano
Lightweight concrete splitting tensile strength	Resistencia por hendimiento del hormigón liviano
Lightweight structural concrete	Hormigón estructural liviano
Limit state	Estado límite
Limits for reinforcement in compression members	Límites de la armadura en elementos a compresión
Limits for reinforcement in flexural members	Límites de la armadura en elementos a flexión
Limits for reinforcement in prestressed concrete flexural members	Límites de la armadura en elementos de hormigón pretensado a flexión
Line load	Carga distribuida linealmente
Live load	Sobrecarga
Live load arrangement	Disposición de la sobrecarga
Load	Carga
Load factor	Factor de carga
Load test	Prueba de carga
Load tests loading criteria	Procedimiento de carga en pruebas de carga
Loading	Cargas
Loads and reactions in footings	Cargas y reacciones en las bases
Long-term deflection	Flecha a largo plazo
Loss of prestress	Pérdidas de pretensado
Lower load rating	Aceptación de cargas de servicio menores
Low relaxation prestress reinforcement	Armadura de pretensado de baja relajación
Low-slump concrete	Hormigón de bajo asentamiento
Low-strength concrete	Hormigón de baja resistencia
–M–	
Magnified moments	Momentos amplificados

INGLÉS	ESPAÑOL
Mandrel	Mandril
Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII)	Instrucciones impresas de instalación del fabricante (IIIF)
Mass concrete	Hormigón masivo
Mat	Platea de fundación
Matching sample finish	Terminación según muestra
Materials	Materiales
Materials storage	Almacenamiento de materiales
Materials tests	Ensayos de los materiales
Maximum deflection	Flecha máxima (máxima deformación por flexión)
Measurement of prestressing force	Medición de la fuerza de pretensado
Mechanical anchorage	Anclaje mecánico
Mechanical splice	Empalme mecánico
Mechanical splice for reinforcement	Empalme mecánico de la armadura
Members	Elementos
Metal cased concrete piles	Pilotes de hormigón con camisa metálica
Middle strip	Faja central
Mill scale	Escoria de fundición
Mill tests	Ensayos de producción
Minimum bonded reinforcement	Armadura mínima adherida
Minimum depth in footing	Mínimo espesor de la base
Minimum reinforcement	Armadura mínima
Minimum reinforcement in flexural member	Armadura mínima en elementos a flexión
Minimum shear reinforcement	Armdura mínima de corte
Minimum thickness	Espesor mínimo
Mix	Mezcla
Mix proportioning	Dosificación de la mezcla
Mixing	Mezclado
Mixing and placing equipment	Equipo de mezclado y colocación
Mixing concrete	Mezclado del hormigón
Mixing and placing	Mezclado y colocación
Mixture proportioning	Dosificación de la mezcla
Model analysis	Análisis con modelos
Model codes	Códigos modelo de construcción
Modulus of elasticity	Módulo de elasticidad
Mold specimen	Moldeo de la probeta
Moment	Momento
Moment frame	Pórtico resistente a momentos
Moment magnification	Amplificación de momentos
Moment magnification to account for slenderness effects in compression members	Amplificación del momemto para tener en cuenta los efectos de la esbeltez en elementos a compresión
Moment magnifier	Momento amplificado
Moment redistribution	Redistribución de momentos
Moment resisting frame	Pórtico resistente a momentos
Moment transfer	Transferencia de momentos
Monostrand tendons	Monocordones
Mud mat	Mortero de limpieza
Multi-strand tendon	Cordón de varios alambres
–N–	
Negative moment redistribution	Redistribución de momentos negativos
Negative moment reinforcement	Armadura para momento negativo
Negative moment reinforcement development	Anclaje de la armadura para momento negativo
Negative moment	Momento negativo

INGLÉS	ESPAÑOL
Negative reinforcement	Armadura negativa
Net tensile strain	Deformación específica neta de tracción
Nodal zone	Zona nodal
Node	Nodo
Nominal strength	Resistencia nominal
Nondestructive test	Ensayo no destructivo
Nonlinear response	Respuesta no lineal
Nonlinear response history analysis	Análisis no lineal de historia de la repuesta
Nonprestressed concrete construction	Construcción en hormigón no pretensado
Nonprestressed concrete construction deflection	Deformación por flexión (flecha) en construcción de hormigón no pretensado
Nonprestressed flexural member	Elemento no pretensado a flexión
Nonslip finish	Terminación (Acabado) antideslizante
Nonspecified finish	Terminación (Acabado) no especificado
Nonsway frame	Estructura sin desplazamiento lateral
Normal weight concrete	Hormigón de peso normal
Notation	Simbología
NRMCA – National Ready Mixed Concrete Association	NRMCA – Asociación nacional de concreto premezclado
–O–	
Offset bars	Barras dobladas por cambio de sección
Offset method	Método utilizado para la determinación del límite de fluencia de materiales que no tienen ese límite claramente identificado en la curva tensión-deformación
Opening in slab	Abertura en losa
Opening in two-way slab	Abertura en losa en dos direcciones
Ordinary moment frame	Pórtico ordinario resistente a momentos
Ordinary reinforced concrete structural wall	Muro estructural ordinario de hormigón armado
Ordinary slab	Losa común
Ordinary structural plain concrete structural wall	Muro estructural ordinario de hormigón simple
Owner	Comitente o Propietario
–P–	
Panel	Panel
Pedestal	Pedestal
Performance	Comportamiento o Desempeño
Permanent steel casing	Camisa permanente de acero
Permissible service load stresses	Tensiones admisibles para cargas de servicio
Permissible stresses	Tensiones admisibles
Permissible stresses in prestressed concrete flexural member	Tensiones admisibles en elemento de hormigón pretensado a flexión
Permissible stresses in prestressed tendon	Tensiones admisibles en cordón de pretensado
Permitted	Permitido
Pier	Pila
Pile	Pilote
Pile cap	Cabezal de pilotes
Pipe	Tubo
Pipe column	Columna de tubo de acero
Pipe (tubing)	Tubería estructural
Place of deposit	Lugar de colocación
Placing	Colocado
Placing of concrete	Colocación del hormigón

INGLÉS	ESPAÑOL
Placing equipment	Equipo de colocación
Placing rate	Velocidad de colocación
Placing welding of reinforcement	Colocación de la armadura soldada
Plain bar	Barra lisa
Plain concrete	Hormigón simple
Plain mass concrete	Hormigón simple masivo
Plain reinforcement	Armadura lisa
Plain structural concrete	Hormigón simple estructural
Plain welded wire reinforcement	Malla soldada de alambre liso
Plastic hinge region	Región de articulación plástica
Plywood	Madera laminada o contrachapada
Podium slab	Losa de podio - sistema de entrepiso que tranfiere la carga desde una estructura aporticada de acero o madera a las columnas y tabiques debajo de ellas.
Portland-cement grout	Mortero de cemento pórtland
Positive moment	Momento positivo
Positive moment reinforcement	Armadura para momento positivo
Positive moment reinforcement development	Anclaje de la armadura para momento positivo
Positive reinforcement	Armadura positiva
Post-installed anchor	Anclaje postinstalado
Post-tensioned tendons	Cordones postesados
Post-tensioned tendon anchorage zone	Zona de anclaje del cordón de postesado
Post-tensioned	Postesado
Post-tensioning anchorage	Anclaje de postensado
Post-tensioning coupler	Acople de postensado
Post-tensioning duct	Vaina de postensado
Post-Tensioning Institute (PTI)	Instituto del Postensado (PTI)
Pozzolan	Puzolana
Precast	Prefabricado
Precast concrete	Hormigón prefabricado
Precast concrete bearing wall	Muro de carga de hormigón prefabricado
Precast member	Elemento prefabricado
Precompressed tensile zone	Zona de tracción precomprimida
Preparation of equipment and place of deposit	Preparación del equipo y del lugar de colocación
Pretensioned strands	Cordones pretesados
Prestress loss	Pérdida del pretensado
Prestressed	Pretensado
Prestressed concrete	Hormigón pretensado
Prestressed concrete compression member	Elemento a compresión de hormigón pretensado
Prestressed concrete construction	Construcción en hormigón pretensado
Prestressed concrete construction deflection	Flecha en etapa constructiva del hormigón pretensado
Prestressed concrete continuous construction	Construcción continua de hormigón pretensado
Prestressed concrete deflection	Flecha en el hormigón pretensado
Prestressed concrete frame	Pórtico de hormigón pretensado
Prestressed concrete slab system	Sistema de losa de hormigón pretensado
Prestressed concrete tendon anchorage zone	Zona de anclaje para cordones de pretensado
Prestressed tendon	Cordón de pretensado
Prestressing steel	Acero de pretensado
Prestressing strand	Cordón de pretensado
Prestressing tendon	Cordón de pretensado
Prestressing tendon anchorage zone	Zona de anclaje de los cordones de pretensado
Prestressing tendon protection	Protección de los cordones de pretensado
Prestressing tendon spacing limit	Límite a la separación de cordones de pretensado
Prestressing tendon surface condition	Condiciones de la superficie de los cordones de pretensado

INGLÉS	ESPAÑOL
Prestressing wire	Alambre de pretensado
Pretensioning	Pretensado
Production of concrete	Producción del hormigón
Professional engineer registered in the state	Ingeniero (profesional) / Proyectista Estructural habilitado ante la Autoridad Fiscalizadora
Project drawings	Planos del proyecto
Project specifications	Especificaciones del proyecto
Projected area	Área proyectada
Projected influence area	Área de influencia proyectada
Proportions of concrete materials	Dosificación de los materiales del hormigón
Proprietary patching material	Material patentado de reparación
Protection of reinforcement	Protección de la armadura
Protection of unbonded prestressing tendons	Protección de cordones de pretensado no adheridos
Provided	Aportado - Adoptado
Provided by the manufacturer	Suministrado por el fabricante
Provision	Requisito
PTI (Post-Tensioning Institute)	PTI (Instituto del Postensado)
Puddling	Compactado
Pull-on method	Método de extracción (fuerza de tracción)
Pullout strength	Resistencia al arrancamiento
Pulse velocity method	Método de velocidad de pulsos
–Q–	
Quality assurance	Aseguramiento de la calidad
Quality control	Control de calidad
Quality control program	Programa de aseguramiento de la calidad
Quality of concrete	Calidad del hormigón
Quality test	Ensayo de calidad
–R–	
Radius of gyration of section	Radio de giro de la sección
Raised grain	Granos sobresalientes por falla en la terminación
Ready-mixed concrete	Hormigón elaborado
Rebound hammer	Esclerómetro
Reference specification	Especificación de referencia
Reference standard	Norma de referencia
Refractory concrete	Hormigón refractario
Reinforced concrete	Hormigón armado
Reinforced mass concrete	Hormigón masivo armado
Reinforcement	Armadura
Reinforcement bend test	Ensayo de doblado de la armadura
Reinforcement bending	Doblado de la armadura
Reinforcement bends	Dobleces de la armadura
Reinforcement connection	Conexiones
Reinforcement design strength	Resistencia de cálculo de la armadura
Reinforcement detail	Detalle de la armadura
Reinforcement development	Anclaje de la armadura
Reinforcement development using mechanical splice	Anclaje de la armadura utilizando empalme mecánico
Reinforcement fabrication	Fabricación de la armadura
Reinforcement in shells	Armadura en estructuras de cáscaras
Reinforcement limits in compression member	Límites de la armadura en elementos a compresión
Reinforcement limits in prestressed flexural member	Límites de la armadura en un elemento pretensado a flexión

INGLÉS	ESPAÑOL
Reinforcement mat	Armadura constituida por mallas de acero
Reinforcement permissible stresses	Tensiones admisibles en la armadura
Reinforcement placing	Colocación de la armadura
Reinforcement spacing limit	Límite a la sepación de la armadura
Reinforcement splice	Empalme de la armadura
Reinforcement splice in column	Empalme de la armadura en columna
Reinforcement strain	Deformación específica de la armadura
Reinforcing bar mat	Armadura constituida por malla de barras de acero
Reinforcing steel	Armadura de acero
Removal of forms	Descimbrado y desencofrado
Repair	Reparación
Repair material	Material para reparación
Required	Requerido - Exigido
Required strength	Resistencia requerida
Required strength for settlement	Resistencia requerida por asentamiento
Required strength for shrinkage	Resistencia requerida por contracción
Requirement	Requisito
Reshores	Puntales de reapuntalamiento
Reshoring	Reapuntalado
Retarding admixtures	Aditivos retardantes
Retempered concrete	Hormigón remezclado
Ribbed shell	Cáscara nervurada
Ribbed slab	Losa nervurada
Rock drill	Taladro para rocas
Roof	Cubierta
Rotary impact drill	Taladro rotatorio de impacto
Rough-form finish	Terminación / Acabado rugoso (tosco)
Rubbed finish	Terminación / Acabado con frotado
Running bond (in masonry)	Aparejo a soga (en albañilería)
Running water	Escurrimiento
Rusticated finish	Acabado (terminación) rústico (almohadillado)
–S–	
Sample	Muestra
Sampling	Muestreo
Sandblast	Chorro de arena
Sand-lightweight concrete	Hormigón liviano de arena de peso normal
Sawed contraction joint	Junta de contracción aserrada
Sawing	Aserrado
Scope	Alcance
Scope of Code	Alcance del Reglamento
Scratch finish	Terminación (Acabado) rayado
Screed	Nivelar una superficie
Screed strips	Guías maestras para nivelar el espesor
Screw anchor	Anclaje del tornillo
Scrubbed finish	Terminación (Acabado) mediante cepillado
Section	Sección
SDC – Seismic Design Category	CDS – Categoría de Diseño Sísmico
Seismic design	Diseño sísmico
Seismic design category (SDC)	Categoría de diseño sísmico (CDS)
Seismic-force-resisting system	Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas
Seismic hook	Gancho sísmico
Seismic performance	Desempeño sísmico
Seismic risk	Riesgo sísmico

INGLÉS	ESPAÑOL
Separate floor finish	Capa de terminación separada
Service load	Carga de servicio
Service load permissible stresses	Tensiones admisibles para cargas de servicio
Serviceability	Comportamiento en servicio
Setting	Fraguado inicial
Settlement	Asentamiento
Severe exposure condition	Condición severa de exposición
Shear	Corte
Shear and torsion	Corte y torsión
Shear caps	Cabezales de corte
Shear forces	Esfuerzos de corte
Shear headed reinforcement	Pernos con cabeza para corte
Shear in brackets	Corte en cartelas
Shear in corbels	Corte en ménsulas
Shear in deep flexural members	Corte en elementos a flexión de gran altura
Shear in footings	Corte en bases
Shear in prestressed concrete	Corte en hormigón pretensado
Shear in slabs	Corte en losas
Shear in walls	Corte en muros
Shear key	Llave de corte
Shear loading	Solicitaciones de corte
Shear lug	Llave de corte
Shear provisions for corbels	Requisitos de corte para ménsulas
Shear reinforcement requirements	Requisitos para la armadura de corte
Shear strength	Resistencia al corte
Shear strength of lightweight concrete	Resistencia al corte del hormigón liviano
Shear strength requirements in seismic design	Resistencia al corte en el diseño sísmico
Shear-friction	Corte por fricción
Shearhead	Cabeza de corte
Shearwall	Muro de corte
Sheathing (for formwork)	Entablonado del encofrado
Sheathing (for post-tensioned tendons, bars, etc.)	Revestimiento (para cordones postesados, barras, etc)
Shell concrete	Hormigón del recubrimiento
Shell construction	Construcción de cáscaras
Shells	Cáscaras
Shim	Cuña
Shop drawings	Planos de taller
Shore removal	Retiro de los puntales
Shored construction	Construcción apuntalada
Shores	Puntales
Shoring	Apuntalamiento
Shotcrete	Hormigón proyectado
Shrinkage	Contracción
Shrinkage and temperature reinforcement	Armadura de contracción y temperatura
Shrinkage-compensating cement	Cemento de compensación por contracción
Shrinkage reinforcement	Armadura de contracción
Side-face blowout strength	Resistencia al desprendimiento lateral
Silica fume	Humo de sílice
Simple mass concrete	Hormigón masivo simple
Single 5/8-in. diameter bar tendons	Barras de pretensado de 16 mm de diámetro
Site-mixed Portland-cement repair mortar	Mortero de cemento Pórtland para reparaciones preparado en obra
Skin reinforcement	Armadura de piel (superficial)
Slab	Losa
Slab-column frame	Pórtico losa-columna

INGLÉS	ESPAÑOL
Slab direct design method	Método de diseño directo en losas
Slab-on-ground	Losa sobre el terreno
Slab opening	Abertura en losa
Slab reinforcement	Armadura de la losa
Slab shear provision	Requisito de corte en losas
Slab system	Sistema de losa
Sleeves	Camisas
Slender wall	Muro esbelto
Slenderness effects	Efectos de esbeltez
Slenderness effects for compression members	Efectos de la esbeltez en elementos a compresión
Slipform	Encofrado deslizante
Sloped or stepped footing	Base inclinada o escalonada
Slump	Asentamiento
Slump flow	Asentamiento de la mezcla fluída
Smooth-form finish	Terminación (Acabado) lisa
Smooth-rubbed finish	Terminación (Acabado) con frotado suave
Soffit	Superficie inferior
Solid	Macizo
Solid slab	Losa maciza
Spacing	Separación
Spacing limit	Límite de separación
Spacing limit for bundled bars	Límite de separación para paquetes de barras
Spalling	Descascaramiento
Span	Luz
Span length	Luz del tramo (vano)
Spandrel beam	Viga dintel
Special anchorage device	Dispositivo especial de anclaje
Special boundary element	Elemento de borde especial
Special details for column reinforcement	Detalles especiales para la armadura en columnas
Special moment frame	Pórtico especial resistente a momentos
Special moment frame member	Elemento de pórtico especial resistente a momentos
Special precast structural wall	Muro estructural prefabricado especial
Special provisions for seismic design	Requisito especial para diseño sísmico
Special provisions for shear in deep flexural members	Requisitos especiales para corte en elementos de gran altura a flexión
Special provisions for walls	Requisitos especiales para muros
Special reinforced concrete structural wall	Muros estructurales especiales de hormigón armado
Special structure	Estructura especial
Special systems of design or construction	Sistemas especiales de diseño o de construcción
Specialty insert	Inserto especial
Specification	Especificación
Specified compressive strength of concrete	Resistencia especificada a la compresión del hormigón
Specified concrete cover	Recubrimiento especificado del hormigón
Specified lateral force	Fuerza lateral especificada
Specifier	Redactor de las especificaciones
Spiral	Zuncho en espiral
Spiral reinforcement	Armadura del zuncho en espiral
Spiral reinforcement in structural steel core	Armadura con forma de zuncho alrededor de un núcleo de acero estructural
Spiral-welded metal casing	Camisa metálica soldada en espiral
Splice	Empalme
Splitting failure	Falla por hendimiento
Splitting tensile strength	Resistencia a la tracción por hendimiento
Spreader	Aparato utilizado para esparcir materiales sobre

INGLÉS	ESPAÑOL
	superficies de construcción
Stainless steel reinforcement	Armadura de acero inoxidable
Standard hook	Gancho normal
Standard (document)	Norma
Standard (procedure)	Procedimiento estándar
Standard molded and cured strength specimens	Probetas para evaluar la resistencia moldeadas y curadas de forma normalizada
Steam curing	Curado al vapor
Steel base plate	Placa base de acero
Steel core	Núcleo de acero
Steel fiber-reinforced concrete	Hormigón reforzado con fibras de acero
Steel pipe	Tubería de acero
Steel pipe reinforcement	Armadura de tubería de acero
Steel ratio	Cuantía de la armadura de acero
Steel reinforcement	Armadura de acero
Steel shell	Lámina de acero doblada
Steel-deck	Tablero permanente de acero
Stepped	Desplazados
Stepped footing	Base escalonada
Stiffness	Rigidez
Stirrup	Estribo
Stirrup shear reinforcement requirement	Requisito para estribos de armadura de corte
Storage of materials	Almacenamiento de los materiales
Story drift	Deriva de piso
Story shear	Corte del piso
Straight-edge	Regla utilizada para comprobar si algo es recto
Strain	Deformación especfica
Strand	Cordón
Strength	Resistencia
Strength analysis	Análisis de resistencia
Strength analytical evaluation	Evaluación analítica de la resistencia
Strength and serviceability	Resistencia y comportamiento en servicio
Strength design	Diseño por resistencia
Strength evaluation	Prueba de carga
Strength evaluation acceptance criteria	Criterio de aceptación de la prueba de carga
Strength evaluation load criteria	Criterio de carga para la prueba de carga
Strength evaluation load test	Prueba de carga para evaluación de la resistencia
Strength evaluation of existing structure	Evaluación de la resistencia de estructura existente
Strength evaluation safety	Seguridad en la evaluación de la resistencia
Strength in shear	Resistencia al esfuerzo de corte
Strength of anchor	Resistencia del anclaje
Strength of materials in shell construction	Resistencia de los materiales en construcción de cáscaras
Strength reduction factor	Factor de reducción de resistencia
Strength test	Ensayo de resistencia
Stress	Tensión
Stressed	Tesar
Stressing anchorage	Anclaje móvil (postensado)
Stress relieved prestressing steel	Acero de pretensado liberado de tensiones
Stressing sequence	Secuencia de tensionamiento (postensado)
Stretch length	Longitud de alargamiento
Strong connection	Conexión fuerte
Structural analysis	Análisis estructural
Structural concrete	Hormigón estructural
Structural design	Diseño estructural

INGLÉS	ESPAÑOL
Structural diaphragm	Diafragma estructural
Structural integrity	Integridad estructural
Structural integrity in precast concrete	Integridad estructural en hormigón prefabricado
Structural integrity reinforcement	Armadura para integridad estructural
Structural integrity requirement	Requisito de integridad estructural
Structural lightweight concrete	Hormigón estructural liviano
Structural plain concrete	Hormigón estructural simple
Structural steel	Acero estructural
Structural steel core	Núcleo de hormigón confinado en acero estructural
Structural steel reinforcement	Armadura de acero estructural
Structural truss	Reticulado estructural
Structural wall	Muro estructural
Structural walls and coupling beams	Muros estructurales y vigas de acople
Strut (In Strut & Tie)	Puntal
Strut and Tie	Puntal - Tensor
Strut-and-tie model	Modelo puntal-tensor o Modelo de bielas
Stud	Montante
Stud, headed	Perno con cabeza
Stud bearing wall	Muro de carga de aporticamiento ligero
Subgrade	Sub base
Submittal	Remisión
Submitted	Remitido para consideración
Sulfate exposures	Exposición a los sulfatos
Superimposed dead load	Carga permanente sobreimpuesta
Superimposed load	Carga sobreimpuesta
Supplemental reinforcement	Armadura suplementaria
Surface condition	Condición de la superficie
Surface defect	Defecto superficial
Surface retarder	Retardante superficial
Sway frame	Pórtico no arriostrado
–T–	
T-beam	Viga T
Tempered concrete-form-grade hardboard	Tablero aglomerado para encofrado del hormigón
Temperature reinforcement	Armadura para temperatura
Temporary spreader	Aparato para esparcir materiales temporario
Tendon	Cordón
Tendon anchorage zone	Zona de anclaje de los cordones
Tensile loading	Cargas de tracción
Tensile strain calculated in the extreme tension reinforcement	Deformación específica de tracción calculada en la armadura longitudinal más traccionada
Tensile strength	Resistencia a la tracción
Tension	Tracción
tension lap splices	Empalmes por yuxtaposición
Tension splice of deformed reinforcement	Empalme en tracción de la armadura conformada
Tension ties	Tensor
Tension-controlled section	Sección controlada por tracción
Tensioning of tendon	Tensión del cordón
Terrazzo	Terrazo (material de construcción constituido por cemento blanco y piedras de mármol)
Test of field-cured specimen	Ensayo de la muestra curada en el campo
Test of laboratory-cured specimens	Ensayo de la muestra curada en el laboratorio
Testing agency	Entidad que realiza los ensayos
Testing agency report	Informe de la entidad que realiza los ensayos

INGLÉS	ESPAÑOL
Testing for acceptance of concrete	Ensayos para la aceptación del hormigón
Testing of concrete cylinder	Ensayo de probetas cilíndricas de hormigón
Tests	Ensayos
Textured finish	Terminación (Acabado) texturizada
Thermal effects	Efectos térmicos
Thickness	Espesor
Thick slab	Losa gruesa
Thin shell	Cáscara delgada
Thin walled steel pipe	Tubo de acero de pared delgada
Tie	Vincular
Tie (transverse reinforcement)	Estribo
Tie (In Strut & Tie)	Tensor
Tie element	Elemento tensor
Ties for horizontal shear	Estribos cerrados para corte horizontal
Tilt-up construction	Sistema constructivo donde los muros prefabricados se izan o levantan (tilt-up) para ser ubicados en la estructura
Tolerance	Tolerancia
Tolerance for placing reinforcement	Tolerancia para colocación de la armadura
Tooled finish	Terminación (Acabado) con herramientas (abujardado)
Topping	Terminación superficial
Torsion	Torsión
Torsion design	Diseño a torsión
Torsion in prestressed concrete	Torsión en hormigón pretensado
Torsion reinforcement requirement	Requisito para la armadura de torsión
Torsional member in slab design	Elemento torsional en el diseño de losas
Torsional moment	Momento torsor
Torsional moment strength	Resistencia a la torsión
Toughness	Tenacidad
Transfer	Transferencia
Transfer length	Longitud de transferencia
Transmission through floor system of column loads	Transmisión de cargas de columnas a través del sistema de entrepiso
Transverse	Transversal
Transverse reinforcement	Armadura transversal
Tributary load	Carga tributaria
Tributary to the tendon	Tributaria del cordón
Trowel	Cuchara de albañil
Trowel finish	Terminación (Acabado) con cuchara de albañil
Truckload	Carga de camión completo
Tubing	Tubería
Tubing reinforcement	Armadura de tubería
Two-courses slab	Losa construida en dos capas
Two-way construction	Construcción en dos direcciones
Two-way slab	Losa en dos direcciones
Two-way slab direct design method	Método de diseño directo para losas en dos direcciones
Two-way slab equivalent frame method	Método del pórtico equivalente para diseño de losas en dos direcciones
Two-way slab openings	Aberturas en losas en dos direcciones
Two-way slab reinforcement	Armadura en losas en dos direcciones
–U–	

INGLÉS	ESPAÑOL
Ultimate strength	Resistencia última
Unbonded tendon	Cordón de pretensado no adherido
Unbraced frame	Pórtico no arriostrado
Uncased cast-in-place concrete piles	Pilotes de hormigón construidos in situ sin camisa de acero
Undercut anchor	Anclaje con sobreperforación en su base
Unfactored load	Carga no mayorada
Unformed surface	Superficie construida sin encofrado
Unformed surface finish	Terminación (Acabado) de superficie construida sin encofrado
Unshored construction	Construcción no apuntalada
Unspecified finish	Terminación (Acabado) no especificado
–V–	
Vertical dowels	Barras verticales de empalme en espera
Vertical shear strength in composite flexural members	Resistencia al corte vertical en elementos compuestos a flexión
Vertical wall segment	Segmento vertical de muro
–W–	
Wale	Costilla
Wall	Muro o Tabique
Wall empirical design	Diseño empírico de muros
Wall grade-beam	Viga muro sobre el terreno
Wall pier	Muro pilar
Wall structural design	Diseño estructural de muros
Waste slab	Hormigón pobre
Water	Agua
Waterproof sheet material	Material de membrana impermeable
Waterstop	Cinta de sellado impermeable
Water-cementitious materials ratio *(w/cm)*	Relación agua-materiales cementantes *(a/mc)*
Water-reducing admixture	Aditivo reductor de agua
Weathering	Meteorización
Web	Alma
Web reinforcement	Armadura del alma
Welded deformed wire reinforcement	Malla de acero de alambre conformado
Welded deformed wire reinforcement splice	Empalme en malla de acero soldada de alambre conformado
Welded plain wire reinforcement	Malla de acero soldada de alambre liso
Welded splice	Empalme soldado
Welded splice in tension reinforcement	Empalme soldado en la armadura de tracción
Welded wire fabric (Obsolete term — ASTM recently changed it to Welded wire reinforcement)	Malla electrosoldada (Término obsoleto — la ASTM lo cambió recientemente a armadura electrosoldada de alambre)
Welded wire reinforcement	Malla de alambre de acero soldada
Welded wire reinforcement bends	Doblado de la malla de alambre de acero soldada
Welded wire reinforcement placing	Colocación de la malla de alambre de acero soldada
Welding procedure specification (WPS)	Especificación de los procedimientos de soldadura (EPS)
Welding of reinforcement	Soldadura de la armadura
Wet weather	Clima húmedo
Width	Ancho
Wind load	Carga de viento
Wire	Alambre

INGLÉS	ESPAÑOL
Wobble friction	Fricción por desviación involuntaria
Wood formwork	Cimbra y encofrado de madera
Work	Obra
Wythe Connector	Conector entre paneles
–Y–	
Yield strength	Resistencia a la fluencia
–Z–	
Zinc-coated (galvanized) reinforcement	Armadura con recubrimiento de zinc (galvanizado)

INGLÉS	ESPAÑOL

TABLA PRÁCTICA DE CONVERSIÓN DE UNIDADES AL SISTEMA INTERNACIONAL DE MEDIDAS (SI)

PARA CONVERTIR	A	MULTIPLICAR POR
Longitud		
pulgada	milímetro (mm)	25,4
pulgada	metro (m)	0,0254
pie (ft)	metro (m)	0,3048
yarda (yd)	metro (m)	0,9144
Área		
pie cuadrado (sq ft)	metro cuadrado (m^2)	0,09290
pulgada cuadrado (sq in)	milímetro cuadrado (mm^2)	645,2
pulgada cuadrada (sq in)	metro cuadrado (m^2)	0,0006452
yarda cuadrada (sq yd)	metro cuadrado (m^2)	0,8361
Volumen		
pulgada cúbica (cu in)	metro cúbico (m^3)	0,00001639
pie cúbico (cu ft)	metro cúbico (m^3)	0,02832
yarda cúbica (cu yd)	metro cúbico (m^3)	0,7646
galón (gal) Canadá *	litro (l)	4,546
galón (gal) Canadá *	metro cúbico (m^3)	0,004546
galón (gal) Estados Unidos *	litro (l)	3,785
galón (gal) Estados Unidos *	metro cúbico (m^3)	0,003785
Fuerza		
kilopontio (kip)	kilogramo (kgf)	453,6
kilopontio (kip)	newton (N)	4448,0
libra (pound (lb))	kilogramo (kgf)	0,4536
libra (pound (lb))	newton (N)	4,448
Presión o Tensión		
kilopontios/pulgada cuadrada (kips/square inch (ksi))	megapascal (MPa)	6,895
libra/pie cuadrado (Pound/square foot (psf))	kilopascal (kPa)	0,04788
libra/pulgada cuadrada (pound/square inch)(psi))	kilopascal (kPa)	6,895
libra/pulgada cuadrada (pound/square inch (psi))	megapascal (MPa)	0,006895
Libra/pie cuadrado (pound/square foot (psf))	kilogramo/metro cuadrado (kgf/m^2)	4,882

***** *Nota: un galón estadounidense equivale a 0,8321 de un galón canadiense.*

PARA CONVERTIR	A	MULTIPLICAR POR
Masa		
libra (pound (avdp))	kilogramo (kg)	0,4536
tonelada (short, 2000 lb)	kilogramo (kg)	907,2
tonelada (short, 2000 lb)	tonelada (t)	0,9072
grain (peso equivalente a 0,006 gramos)	kilogramo (kg)	0,00006480
tonelada (t)	kilogramo (kg)	1000
Masa (peso) por unidad de longitud		
kilopontio/pie lineal (kip/linear foot (klf))	kilogramo/metro (kgf/m)	1488
libra/pie lineal (pound/linear foot (plf))	kilogramo/metro (kgf/m)	1,488
libra/pie lineal (pound/linear foot (plf))	newton/metro (N/m)	14,593
Masa por unidad de volumen (densidad)		
libra/pie cúbico (pound/cubic foot (pcf))	kilogramo/metro cúbico (kg/m^3)	16,02
libra/yarda cúbica (pound/cubil yard (pcy))	kilogramo/metro cúbico (kg/m^3)	0,5933
Momento flexor o torsor		
libra pulgada (inch-pound (in-lb))	newton metro	0,1130
libra pie (foot pound (ft-lb))	newton metro	1,356
kilopontio pie (foot kip (ft-k))	newton metro	1356
Temperatura		
grado Fahrenheit (degf)	grado Celsius (ºC)	tC = (tF -32)/1,8
grado Fahrenheit (degf)	grado Kelvin (K)	tK =(tF + 459,67)/1,8
Energía		
unidad térmica británica (Btu)	joule (J)	1055
kilowatt hora (kilowatt hour (kwh)	joule (J)	3600000
Potencia		
caballo de fuerza (horsepower (hp)) (550 ft lb / sec)	watt (W)	745,7
Velocidad		
milla por hora (mile/hour (mph))	kilómetro / hora (km/h)	1,609
milla por hora (mile/hour (mph))	metro/segundo (m/s)	0,4470

PARA CONVERTIR	A	MULTIPLICAR POR
Otras unidades		
• Módulo de la sección (Section modulus (in^3))	mm^3	16387
• Momento de inercia (Moment of inertia (in^4))	mm^4	416231
• Coeficiente de transferencia de calor (Coefficient of heat transfer ($Btu/ft^2/h/^oF$))	$W/m^2/^oC$	5,678
• Módulo de elasticidad (Modulus of elasticity (psi))	MPa	0,006895
• Conductividad Térmica (Termal conductivity ($Btu\ in/ft^2/h/^oF$))	$Wm/m^2/^oC$	0,1442
• Expansión Térmica (Termal expansion ($in/in/^oF$))	$mm/mm/^oC$	1,800
• Area/longitud (in^2/ft)	mm^2/m	2116,67

Instituto Nacional de Tecnología Industrial

INTI

CIRSOC
Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles

Ministerio de Obras Públicas de la Nación
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Obras y Servicios

2017

www.inti.gob.ar

INTIArg

@INTIargentina

INTI

@intiargentina

canalinti