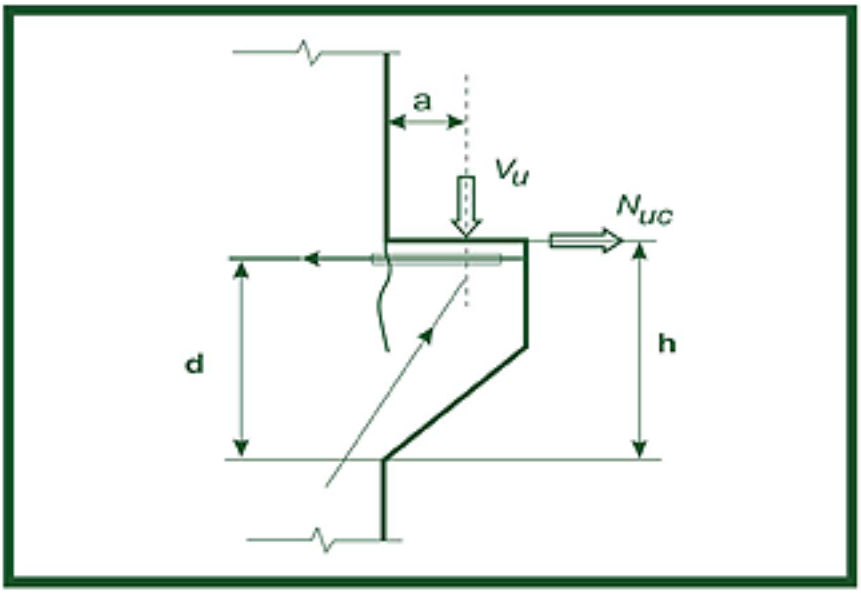
Reglamento CIRSOC 201

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios

Secretaría de Obras Públicas de la Nación

INTI
Instituto Nacional de Tecnología Industrial

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



COMENTARIOS AL REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Julio 2005

En trámite de aprobación

COMENTARIOS AL REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

EDICIÓN JULIO 2005

Balcarce 186 1° piso - Of. 138
(C1064AAD) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4349-8520 / 4349-8524

E-mail: cirsoc@inti.gov.ar
cirsoc@mecon.gov.ar

INTERNET: www.inti.gov.ar/cirsoc

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

Directora Técnica: ***Inga. Marta S. Parmigiani***

Coordinadora Area Acciones: ***Inga. Alicia M. Aragno***
Area Estructuras de Hormigón: ***Ing. Daniel A. Ortega***
Area Administración, Finanzas y Promoción: ***Lic. Mónica B. Krotz***
Area Publicaciones y Secretarías Regionales: ***Sr. Néstor D. Corti***

© 2005

Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4313-3013

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
Subsecretaría de Vivienda de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Dirección Nacional de Vialidad
Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Centro Argentino de Ingenieros
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Techint
Acindar
Instituto Argentino de Siderurgia
Instituto Argentino de Normalización
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil
Cámara Argentina de la Construcción
Cámara Industrial de Cerámica Roja

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina del Hormigón Estructural
Asociación de Ingenieros Estructurales
Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Ministerio de Economía, Obras y Servicios Públicos de la Provincia del Neuquén
Telefónica de Argentina
Transportadora Gas del Sur
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Sociedad Central de Arquitectos
Quasdam

Estos Comentarios al ***Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*** han sido redactados por los siguientes profesionales:

Área Tecnología del Hormigón:

Coordinador:

Ing. Alberto Giovambattista

Integrantes:

Ing. Daniel Bascoy
Ing. Oscar Batic
Ing. Héctor Bunge
Ing. Juan C. Galuppo
Inga. Marisa de Giusti
Ing. Milan Klaric
Ing. Luis Traversa

Área Estructuras:

Coordinador:

Ing. Tomás del Carril

Integrantes:

Ing. Raúl Bertero
Ing. Javier Fazio
Ing. Raúl Husni
Ing. Aníbal Manzelli
Ing. Juan C. Reimundín

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 estos Comentarios, la edición 2005 del documento *"Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary"*, conocido como ***ACI 318-05***

Agradecimientos

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

- Al Ing. José Bagg y al Ing. Héctor Massa por su valiosa colaboración y dedicación, y por los aportes técnicos realizados a este Reglamento.
- A los Ingenieros Fabián Irassar y Oscar Cabrera por su colaboración en la redacción final de los Capítulos del Área de Tecnología del Hormigón.
- Al Ing. Jorge Amado y a los Sres. Hugo Pontoriero y Oscar Escudero del INPRES, y al Ing. Daniel Ortega del CIRSOC por el diseño de las portadas del Reglamento y de sus Comentarios, y por la ejecución de todos los dibujos contenidos en él.
- A todos los profesionales que enviaron observaciones y sugerencias durante la etapa de discusión pública nacional de este documento lo que permitió enriquecer su contenido.

COMENTARIOS

INDICE

PARTE 1. REQUISITOS GENERALES

CAPITULO 1. CAMPO DE VALIDEZ, DOCUMENTACIÓN TÉCNICA Y DEFINICIONES

C1.1.4. Materiales, elementos y sistemas constructivos no contemplados en el presente Reglamento 3
C1.2.3. Normas IRAM e IRAM-IAS 3

C1.6. AYUDAS DE DISEÑO 7

COMENTARIOS A LOS ANEXOS AL CAPITULO 1

PARTE 2. ESPECIFICACIONES RELATIVAS A LOS MATERIALES Y HORMIGONES

CAPÍTULO 2. ESPECIFICACIONES POR RESISTENCIA Y DURABILIDAD

C2.1. REQUISITOS GENERALES 11
C2.2. REQUISITOS POR DURABILIDAD 11

C2.2.3. Requisitos de ejecución 12
C2.2.4. Clasificación del medio ambiente 12
C2.2.5. Sustancias agresivas al hormigón contenidas en aguas y suelos en contacto con las estructuras 13
C2.2.7. Contenidos máximos de cloruros en el hormigón 14
C2.2.9. Reacción álcali - sílice 14
C2.2.11. Penetración de agua 16

C2.3. RESISTENCIA DE LOS HORMIGONES 17

C2.3.3. Edades de diseño 17

CAPITULO 3. MATERIALES

C3.1. CEMENTOS 19

C3.1.2. Requisitos especiales 19

C3.2. AGREGADOS 19

C3.2.2. Requisitos generales 19
C3.2.5. Acopio y manipuleo de agregados 21

C3.3. AGUA PARA MORTEROS Y HORMIGONES 23

C3.3.1. Requisitos 23

C3.4. ADITIVOS PARA HORMIGONES 23

C3.4.1. Requisitos generales 23
C3.4.2. Acopio, identificación y manipuleo 27

C3.5. ADICIONES MINERALES PULVERULENTAS 28

C3.6. ACEROS 28

PARTE 3. REQUISITOS CONSTRUCTIVOS

CAPITULO 4. CRITERIOS Y CONTROL DE CONFORMIDAD DEL HORMIGÓN

C4.1. REQUISITOS GENERALES 31

C4.2. CONFORMIDAD CON LA RESISTENCIA ESPECIFICADA 33

C4.2.3. Criterios de conformidad para el Modo 1 de Control 33
C4.2.4. Criterios de conformidad para el Modo 2 de Control 33

CAPÍTULO 5. HORMIGON FRESCO - PROPIEDADES, DOSIFICACIÓN Y PUESTA EN OBRA

C5.1. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN FRESCO 37

C5.1.4 Exudación del hormigón 38
C5.1.5. Contenido unitario de cemento 38

C5.2. DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN 39

C5.3. PRODUCCIÓN 40

C5.4. TRANSPORTE DEL HORMIGÓN A Y EN LA OBRA 40

C5.5. MANIPULEO DEL HORMIGÓN EN OBRA 41

C5.6. COLOCACIÓN 41

C5.7. COMPACTACIÓN 42

C5.7.2. Compactación mediante vibradores de inmersión 43

C5.8. SUPERFICIES Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN 44

C5.10. PROTECCIÓN Y CURADO DEL HORMIGÓN 45

C5.11. REQUISITOS PARA EL HORMIGONADO EN TIEMPO FRÍO 46

C5.11.1. Definición 46
C5.11.2. Temperaturas de colocación del hormigón fresco 47
C5.11.3. Temperaturas máximas de calentamiento de los materiales 47
C5.11.4. Elaboración del hormigón 48
C5.11.5. Colocación del hormigón 49
C5.11.6. Protección y curado del hormigón 49

C5.12. REQUISITOS PARA EL HORMIGONADO EN TIEMPO CALUROSO 50

C5.12.1. Definición 50
C5.12.2. Temperatura de colocación del hormigón fresco 51
C5.12.3. Reducción de la temperatura del hormigón 53
C5.12.4. Elaboración del hormigón 54
C5.12.5. Colocación del hormigón 55
C5.12.6. Protección y curado del hormigón 56

C5.13. HORMIGÓN MASIVO ESTRUCTURAL 56

CAPITULO 6. SISTEMAS DE ENCOFRADOS. CAÑERÍAS PARA CONDUCCIÓN DE FLUIDOS, INCLUIDAS EN LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN

C6.2. REMOCION DE ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS Y ARRIOSTRAMIENTOS. REAPUNTALAMIENTOS 59

C6.3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ENCOFRADOS 61

C6.3.1. Presión lateral originada por el hormigón fresco sobre los encofrados 61

C6.4. CAÑERIAS PARA LA CONDUCCION DE FLUIDOS, INCLUIDAS EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON 63

C6.5. TOLERANCIAS CONSTRUCTIVAS DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES TERMINADOS 64

CAPÍTULO 7. DETALLES DE ARMADO

C7.1. GANCHOS NORMALES 65

C7.2. DIÁMETROS MÍNIMOS DEL MANDRIL DE DOBLADO 65

C7.3. DOBLADO DE LA ARMADURA 66

C7.4. ESTADO SUPERFICIAL DE LA ARMADURA 66

C7.5. COLOCACIÓN DE LA ARMADURA 67

C7.6. LÍMITES PARA LA SEPARACIÓN DE LA ARMADURA 68

C7.6.6. Paquetes de barras 69
C7.6.7. Cables y vainas de pretensado 69

C7.7. RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN 70

C7.7.3. Hormigón prefabricado (elaborado en condiciones de control de planta) 72
C7.7.5. Recubrimientos mínimos para clases de exposición ambiental distinta de A1 y A2 72
C7.7.7. Dimensiones y recubrimientos mínimos para proteger a las estructuras de la acción del fuego 73

C7.8. DETALLES ESPECIALES DE LA ARMADURA PARA COLUMNAS 74

C7.8.2. Núcleos de acero 74

C7.9. NUDOS 75

C7.10. ARMADURA TRANSVERSAL PARA LOS ELEMENTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN 75

C7.10.4. Zunchos en espiral 75
C7.10.5. Estribos de columnas 76

C7.11. ARMADURA TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN 77

C7.12. ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA 77

C7.13. REQUISITOS PARA LA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL 79

PARTE 4 – REQUISITOS GENERALES

CAPITULO 8. ANALISIS Y DISEÑO – CONSIDERACIONES GENERALES

C8.0. SIMBOLOGÍA 81

C8.1. MÉTODOS DE DISEÑO 81

C8.2. CARGAS 85

C8.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS 86

C8.4. REDISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS EN ELEMENTOS CONTINUOS, SOLICITADOS A FLEXIÓN 88

C8.5. MÓDULO DE ELASTICIDAD 89

C8.6. RIGIDEZ 90

C8.7. LUZ DE CÁLCULO 91

C8.8. COLUMNAS 92

C8.9. DISPOSICIÓN DE LA SOBRECARGA 93

C8.10. SISTEMAS DE VIGAS T 94

C8.11. LOSAS NERVURADAS 98

C8.12. TERMINACIÓN SUPERFICIAL DE LAS LOSAS (CONTRAPISOS) 98

CAPÍTULO 9. REQUISITOS DE RESISTENCIA Y COMPORTAMIENTO EN SERVICIO

C9.0. SIMBOLOGÍA 101

C9.1. REQUISITOS GENERALES 101

C9.2. RESISTENCIA REQUERIDA 108

C9.3. RESISTENCIA DE DISEÑO 109

C9.4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE LA ARMADURA 113

C9.5. CONTROL DE LAS FLECHAS 113

C9.5.2. Elementos armados en una dirección (no pretensados) 114
C9.5.3. Elementos armados en dos direcciones (no pretensados) 116
C9.5.4. Elementos de hormigón pretensado 118
C9.5.5. Construcción en etapas 120

CAPÍTULO 10. CARGAS AXIALES Y FLEXION

C10.0. SIMBOLOGÍA 121

C10.2. HIPÓTESIS DE DISEÑO 121

C10.3. PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES 124

C10.4. DISTANCIA ENTRE LOS APOYOS LATERALES DE ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN 128

C10.5. ARMADURA MÍNIMA EN ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN 128

C10.6. DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA DE FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN 129

C10.7. VIGAS DE GRAN ALTURA 134

C10.8. DIMENSIONES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS 134

C10.9. LÍMITES PARA LA ARMADURA DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS 134

C10.10. EFECTOS DE LA ESBELTEZ EN ELEMENTOS COMPRIMIDOS 137

C10.11. MOMENTOS AMPLIFICADOS – CONCEPTOS GENERALES 139

C10.12. MOMENTOS AMPLIFICADOS – PÓRTICOS INDESPLAZABLES 143

C10.13. MOMENTOS AMPLIFICADOS – PÓRTICOS DESPLAZABLES 152

C10.13.4. Determinación de $\delta_s \mathbf{M_s}$ 152

C10.15. TRANSMISIÓN DE CARGAS DE LAS COLUMNAS EN LA UNIÓN CON LAS LOSAS DE ENTREPISOS 156

C10.16. ELEMENTOS COMPUESTOS (MIXTOS) SOLICITADOS A COMPRESIÓN 157

C10.16.6. Núcleo de hormigón confinado con acero estructural 158

C10.16.7. Armadura con forma de zuncho alrededor de un núcleo de acero estructural 158

C10.16.8. Estribos cerrados alrededor de un núcleo de acero estructural 158

C10.17. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO 159

CAPITULO 11 - CORTE Y TORSION

C11.0. SIMBOLOGÍA 161

C11.1. RESISTENCIA AL CORTE 162

C11.2. HORMIGÓN LIVIANO 164

C11.3. RESISTENCIA AL CORTE PROPORCIONADA POR EL HORMIGÓN EN LOS ELEMENTOS NO PRETENSADOS 166

C11.4. RESISTENCIA AL CORTE PROPORCIONADA POR EL HORMIGÓN EN ELEMENTOS PRETENSADOS 168

C11.5. RESISTENCIA AL CORTE PROPORCIONADA POR LA ARMADURA CORRESPONDIENTE 171

C11.5.6. Armadura mínima de corte 171
C11.5.7. Determinación de la armadura de corte 173

C11.6. DIMENSIONAMIENTO A TORSIÓN 174

C11.6.1. Torsión crítica 175
C11.6.2. Determinación del momento torsor mayorado $\mathbf{T_u}$ 177
C11.6.3. Resistencia al momento torsor 178
C11.6.4. Detalles de la armadura de torsión 182
C11.6.5. Armadura mínima de torsión 183
C11.6.6. Separación de la armadura de torsión 183
C11.6.7. Diseño alternativo a torsión 184

C11.7. CORTE POR FRICCIÓN 184

C11.7.4. Método de diseño para corte por fricción 186

C11.8. VIGAS DE GRAN ALTURA 188

C11.9. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MÉNSULAS CORTAS 189

C11.10. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA TABIQUES 192

C11.10.9. Diseño de la armadura de corte para tabiques 192

C11.11. TRANSMISIÓN DE LOS MOMENTOS A LAS COLUMNAS 193

C11.12. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS 194

C11.12.5. Aberturas en losas 203
C11.12.6. Transferencia de momentos en las uniones de losas y columnas 203

CAPÍTULO 12. LONGITUDES DE ANCLAJE Y DE EMPALME DE LA ARMADURA

C12.0. SIMBOLOGÍA 207

C12.1. ANCLAJE DE LA ARMADURA – REQUISITOS GENERALES 207

C12.2. ANCLAJE DE LAS BARRAS Y ALAMBRES CONFORMADOS SOLICITADOS A TRACCIÓN 208

C12.2.5. Armadura en exceso 213

C12.3. ANCLAJE DE LAS BARRAS Y ALAMBRES CONFORMADOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN 213

C12.4. ANCLAJE DE LOS PAQUETES DE BARRAS 213

C12.5. ANCLAJE DE LAS BARRAS O ALAMBRES TRACCIONADOS CON GANCHOS NORMALES 214

C12.6. ANCLAJE MECÁNICO 215

C12.7. ANCLAJE DE LAS MALLAS DE ACERO SOLDADAS DE ALAMBRES CONFORMADOS SOLICITADAS A TRACCIÓN 216

C12.8. ANCLAJE DE LAS MALLAS DE ACERO SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOLICITADAS A TRACCIÓN 216

C12.9. ANCLAJE DE LOS CORDONES DE PRETENSADO 217

C12.10. ANCLAJE DE LA ARMADURA DE FLEXIÓN – REQUISITOS GENERALES 219

C12.11. ANCLAJE DE LA ARMADURA PARA MOMENTO POSITIVO 220

C12.12. ANCLAJE DE LA ARMADURA PARA MOMENTO NEGATIVO 222

C12.13. ANCLAJE DE LA ARMADURA DEL ALMA 223

C12.14. EMPALMES DE LA ARMADURA – REQUISITOS GENERALES 224

C12.14.2. Empalmes por yuxtaposición 225
C12.14.3. Empalmes mecánicos y soldados 225

C12.15. EMPALMES DE LAS BARRAS Y ALAMBRES CONFORMADOS SOLICITADOS A TRACCIÓN 226

C12.16. EMPALMES DE LAS BARRAS CONFORMADAS SOLICITADAS A COMPRESIÓN 228

C12.16.4. Empalmes por contacto a tope 229

C12.17. REQUISITOS ESPECIALES PARA EMPALMES EN LAS COLUMNAS 229

C12.17.2. Empalmes por yuxtaposición en las columnas 230
C12.17.3. Empalmes mecánicos o soldados en las columnas 231
C12.17.4. Empalmes por contacto a tope en las columnas 231

C12.18. EMPALMES DE LAS MALLAS DE ACERO SOLDADAS DE ALAMBRES CONFORMADOS SOLICITADAS A TRACCIÓN 231

C12.19. EMPALMES DE LAS MALLAS DE ACERO SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOLICITADAS A TRACCIÓN 231

PARTE 5. SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES

CAPITULO 13. SISTEMAS DE LOSAS QUE TRABAJAN EN DOS DIRECCIONES

COMENTARIO GENERAL 233

C13.0. SIMBOLOGÍA 235
C13.1. CAMPO DE VALIDEZ 235
C13.2. DEFINICIONES 236
C13.3. ARMADURA DE LA LOSA 241
C13.3.8. Detalles de la armadura en las losas sin vigas 241
C13.4. ABERTURAS EN LOS SISTEMAS DE LOSAS 242
C13.5. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO 242
C13.6. MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO 245
C13.6.1. Limitaciones 245
C13.6.2. Momento isostático mayorado total para un tramo 246
C13.6.3. Momentos mayorados negativos y positivos 246
C13.6.4. Momentos mayorados en las fajas de columna 247
C13.6.5. Momentos mayorados en las vigas 248
C13.6.6. Momentos mayorados en las fajas intermedias 248
C13.6.8. Esfuerzos de corte mayorados en los sistemas de losas con vigas 248
C13.6.9. Momentos mayorados en las columnas y en los tabiques 248
C13.7. MÉTODO DEL PÓRTICO EQUIVALENTE 249
C13.7.2. Definición del método 249
C13.7.3. Sistema losa - viga 249
C13.7.4. Columnas 249
C13.7.5. Elementos torsionales 250
C13.7.6. Ubicación de la sobrecarga 251
C13.7.7. Momentos mayorados 251

CAPÍTULO 14. TABIQUES

C14.0. SIMBOLOGÍA 253
C14.1. CAMPO DE VALIDEZ 253
C14.2. REQUISITOS GENERALES 253
C14.3. ARMADURA MÍNIMA 253
C14.5. MÉTODO DE DISEÑO EMPÍRICO 254
C14.5.3. Espesor mínimo de tabiques diseñados por el método empírico 255
C14.8. DISEÑO ALTERNATIVO PARA TABIQUES ESBELTOS 255

CAPÍTULO 15. ZAPATAS Y CABEZALES DE PILOTES

C15.0. SIMBOLOGÍA 257

C15.1. CAMPO DE VALIDEZ 257

C15.2. CARGAS Y REACCIONES 257

C15.5. ESFUERZO DE CORTE EN ZAPATAS Y CABEZALES 259

C15.8. TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS EN LA BASE DE COLUMNAS, TABIQUES, O PEDESTALES ARMADOS 260

C15.10. ZAPATAS COMBINADAS Y PLATEAS 262

CAPÍTULO 16. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO

C16.0. SIMBOLOGÍA 263

C16.1. CAMPO DE VALIDEZ 263

C16.2. REQUISITOS GENERALES 263

C16.3. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS ENTRE LOS ELEMENTOS 264

C16.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS 265

C16.5. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL 265

C16.6. DISEÑO DE LAS UNIONES Y DE LOS APOYOS 268

C16.7. ELEMENTOS INCORPORADOS AL HORMIGÓN DESPUÉS DE SU COLOCACIÓN 268

C16.9. MANIPULACIÓN 269

C16.10. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS 269

CAPITULO 17. ELEMENTOS DE HORMIGÓN, CONSTRUIDOS EN ETAPAS, SOLICITADOS A FLEXION

C17.0. SIMBOLOGÍA 271

C17.1. CAMPO DE VALIDEZ 271

C17.2. REQUISITOS GENERALES 271

C17.3. APUNTALAMIENTO 272

C17.5. RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL 272

C17.6. ESTRIBOS PARA CORTE HORIZONTAL 273

CAPÍTULO 18. HORMIGÓN PRETENSADO

C18.0. SIMBOLOGÍA 275

C18.1. CAMPO DE VALIDEZ 275

C18.2. REQUISITOS GENERALES 277

C18.3. HIPÓTESIS DE DISEÑO 278

C18.4. REQUISITOS PARA LAS CONDICIONES DE SERVICIO – ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN 279

C18.5. TENSIONES ADMISIBLES EN EL ACERO DE PRETENSADO 281

C18.6. PÉRDIDAS DE PRETENSADO 282

C18.6.2. Pérdidas por fricción en los cables de postesado 282

C18.7. RESISTENCIA A FLEXIÓN 283

C18.8. LÍMITES PARA LA ARMADURA DE LOS ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN 285

C18.9. ARMADURA ADHERENTE MÍNIMA 286

C18.10. ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS 288

C18.10.4. Redistribución de los momentos negativos en los elementos pretensados continuos, solicitados a flexión 288

C18.11. ELEMENTOS COMPRIMIDOS . COMBINACIÓN DE CARGAS AXIALES Y DE FLEXIÓN 289

C18.12. SISTEMAS DE LOSAS 289

C18.13. ZONAS DE ANCLAJE DE LOS CABLES POSTESADOS 292

C18.13.1. Zona de anclaje 292
C18.13.2. Zona local 292
C18.13.3. Zona general 293
C18.13.4. Resistencias nominales de los materiales 294
C18.13.5. Métodos de diseño 294

C18.14. DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA MONOCORDONES O CABLES DE UNA ÚNICA BARRA DE 16mm DE DIÁMETRO 296

C18.14.2. Diseño de la zona general de anclaje para los cables de losas 297
C18.14.3. Diseño de la zona general de anclaje para grupos de cables monocordón en vigas principales y secundarias 297

C18.15. DISEÑO DE LA ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES MULTICORDÓN 297

C18.15.1. Diseño de la zona local 297
C18.15.2. Utilización de dispositivos especiales de anclaje 298

C18.16. PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DE LOS CORDONES NO ADHERENTES 298

C18.17. VAINAS PARA POSTESADO 299

C18.18. INYECCIÓN DE LECHADA DE CEMENTO EN VAINAS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN POSTESADO CON CABLES ADHERENTES 300

C18.20. APLICACIÓN Y MEDICIÓN DE LA FUERZA DE TESADO 300

C18.21. DISPOSITIVOS DE ANCLAJE Y ACOPLAMIENTO PARA POSTESADO 301

C18.22. POSTESADO EXTERNO 302

CAPÍTULO 19. CÁSCARAS Y PLACAS PLEGADAS

C19.0. SIMBOLOGÍA 303

C19.1. CAMPO DE VALIDEZ Y DEFINICIONES 303

C19.1.3. Cáscaras delgadas 304
C19.1.4. Placas plegadas 304
C19.1.5. Cáscaras nervuradas 304
C19.1.6. Elementos auxiliares 304
C19.1.7. Análisis elástico 309
C19.1.8. Análisis inelástico 309

C19.2. ANÁLISIS Y DISEÑO 310

C19.4. ARMADURA DE LA CÁSCARA 312

C19.5. CONSTRUCCIÓN 315

PARTE 6. CONSIDERACIONES ESPECIALES

CAPITULO 20. EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

C20.0. SIMBOLOGÍA 317

C20.1. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA – REQUISITOS GENERALES 317

C20.2. DETERMINACIÓN DE LAS DIMENSIONES REQUERIDAS Y DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE LA ESTRUCTURA 319

C20.3. PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR LA PRUEBA DE CARGA 319

C20.3.1. Distribución de la carga 319
C20.3.2. Intensidad de la carga 320

C20.4. CRITERIO DE CARGA 320
C20.5. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN 320
C20.6. APROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA PARA CARGAS DE SERVICIO DISMINUIDAS 321

CAPÍTULO 21. ESPECIFICACIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE 323

PARTE 7. HORMIGÓN ESTRUCTURAL SIMPLE

CAPÍTULO 22. HORMIGÓN ESTRUCTURAL SIMPLE

C22.0. SIMBOLOGÍA 325
C22.1. CAMPO DE VALIDEZ 325
C22.2. LIMITACIONES 325
C22.2.4. Resistencia especificada a compresión mínima 326
C22.3. JUNTAS 326
C22.4. MÉTODO DE DISEÑO 327
C22.5. DISEÑO POR RESISTENCIA 327
C22.5.6. Hormigón liviano 328
C22.6. TABIQUES 329
C22.6.5. Método de diseño empírico 329
C22.7. ZAPATAS 329
C22.8. PEDESTALES 330
C22.9. ELEMENTOS PREFABRICADOS 330

APÉNDICE A. MODELO DE BIELAS A-1

CA.0. SIMBOLOGÍA A-1
CA.1. DEFINICIONES A-1
CA.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA UN MODELO DE BIELAS A-8
CA.3. RESISTENCIA DE LOS PUNTALES A-10

CA.4. RESISTENCIA DE LOS TENSORES A-13

CA.5. RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES A-14

APÉNDICE B. ESPECIFICACIONES ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO SOLICITADOS A FLEXIÓN Y A COMPRESIÓN B-1

CB.1. CAMPO DE VALIDEZ B-1

CB.8.4. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN ELEMENTOS NO PRETENSADOS, CONTINUOS, SOLICITADOS A FLEXIÓN B-1

CB.10.3. PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES B-2

CB.18.1. CAMPO DE VALIDEZ B-3

CB.18.8. LÍMITES PARA LA ARMADURA EN ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN B-5

CB.18.10. ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS B-6

CB.18.10.4. Redistribución de los momentos negativos en elementos pretensados, continuos, solicitados a flexión B-6

APÉNDICE C. COMBINACIÓN ALTERNATIVA PARA LOS FACTORES DE CARGA Y REDUCCIÓN DE RESISTENCIA C-1

CC.1. REQUISITOS GENERALES C-1

CC.2. RESISTENCIA REQUERIDA C-1

CC.3. RESISTENCIA DE DISEÑO C-3

APÉNDICE D. ANCLAJE EN HORMIGÓN D-1

CD.0. SIMBOLOGÍA D-1

CD.1. DEFINICIONES D-1

CD.2. CAMPO DE VALIDEZ D-2

CD.3. REQUISITOS GENERALES D-2

CD.4. REQUISITOS GENERALES PARA LA RESISTENCIA DE LOS ANCLAJES D-3

CD.5. REQUISITOS DE DISEÑO PARA CARGAS DE TRACCIÓN D-8

CD.6. REQUISITOS DE DISEÑO PARA CARGAS DE CORTE D-14

CD.7. INTERACCIÓN DE LOS ESFUERZOS DE TRACCIÓN Y CORTE D-20

CD.8. DISTANCIAS A LOS BORDES, SEPARACIONES Y ESPESORES REQUERIDOS PARA IMPEDIR LA FALLA POR HENDIMIENTO D-20

CD.9. INCORPORACIÓN AL HORMIGÓN DE LOS ANCLAJES D-21

GLOSARIO

BIBLIOGRAFÍA

GLOSARIO

Este Glosario completa las definiciones dadas en el artículo 1.2.2. y en el Anexo al Capítulo 1.

A

Absorción de agua de un agregado: Masa de agua necesaria para que el agregado pase de su estado seco a masa constante a saturado y con la superficie seca. Se expresa en **%** de la masa seca del agregado.
Aceite para encofrado*:* Líquido aceitoso que se aplica a la superficie interior de los encofrados para mejorar y facilitar el desencofrado del hormigón.
Acero de alta resistencia: Acero con límite de fluencia o límite convencional de fluencia igual o mayor que ***420 MPa***.
Acero para pretensado*:* Acero de alta resistencia utilizado para hormigón pretensado, en forma de alambres, barras y cordones de dos, tres o siete alambres.
Adherencia**:** Propiedad por la cual dos superficies se mantienen unidas por efectos interfaciales, los que pueden consistir en fuerzas de atracción molecular o trabazón mecánica.
Adición mineral pulverulenta para cemento: Material que es molido en conjunto o mezclado en cantidades limitadas con un cemento hidráulico durante su manufactura, ya sea como una "adición para el proceso" con el fin de ayudar en la manufactura y manipulación del cemento o como una "adición funcional" para modificar las propiedades de uso del producto terminado.
Adición mineral pulverulenta para hormigón*:* Material constituido por partículas inorgánicas de pequeño tamaño, que se agregan para modificar o para lograr ciertas propiedades del hormigón, y que deben ser tenidas en cuenta como constituyentes volumétricos. Hay dos tipos de adiciones minerales: adiciones con propiedades hidráulicas o activas y adiciones casi inertes.
Aditivo: Material diferente del cemento, agua, agregados, adiciones o fibras para refuerzo, que se puede incorporar al pastón inmediatamente antes o durante su mezclado como un componente más del hormigón o mortero, con el objeto de modificar alguna de sus propiedades.
Aditivo acelerador de resistencia*:* Aditivo que incrementa la velocidad de desarrollo de resistencia de un cemento hidráulico.
Aditivo acelerador del tiempo de fraguado*:* Aditivo que produce un incremento en la velocidad de hidratación del cemento hidráulico y que acorta su tiempo de fraguado.
Aditivo de doble efecto*:* Aditivo que modifica dos propiedades del hormigón, prevaleciendo la modificación de una propiedad sobre la restante.
Aditivo de simple efecto*:* Aditivo que modifica una única propiedad del hormigón.
Aditivo fluidificante e incorporador de aire*:* Aditivo de doble efecto, que reúne las condiciones definidas para los aditivos fluidificantes de fraguado normal e incorporador de aire.

***Aditivo fluidificante y acelerador de fraguado**:* Aditivo de doble efecto, que reúne las condiciones definidas para los aditivos fluidificantes de fraguado normal y acelerador del tiempo de fraguado del hormigón.
***Aditivo fluidificante y acelerador de resistencia**:* Aditivo de doble efecto, que reúne las condiciones definidas para los aditivos fluidificantes de fraguado normal y acelerador de resistencia del hormigón.
***Aditivo fluidificante y retardador del tiempo de fraguado**:* Aditivo de doble efecto, que reúne las condiciones definidas para los aditivos fluidificantes de fraguado normal y retardador del tiempo de fraguado.
***Aditivo fluidificante, de fraguado normal**:* Aditivo cuyo efecto proviene de otros factores distintos a los del aire incorporado, que incrementa el asentamiento del hormigón o mortero fresco sin incremento de su contenido de agua de mezclado, o que mantiene su asentamiento con una reducción de su contenido de agua de mezclado.
***Aditivo incorporador de aire**:* Aditivo que durante el mezclado del hormigón, mortero o pasta de cemento, permite el desarrollo de un sistema de burbujas de aire microscópicas esferoidales, no coalescentes, uniformemente distribuidas en su masa.
***Aditivo retardador del tiempo de fraguado**:* Aditivo que provoca una disminución en la velocidad de hidratación del cemento hidráulico y alarga su tiempo de fraguado
***Aditivo superfluidificante y retardador del tiempo de fraguado**:* Aditivo de doble efecto, que reúne las condiciones definidas para los aditivos superfluidificantes de fraguado normal y retardador del tiempo de fraguado.
***Aditivo superfluidificante, de fraguado normal**:* Aditivo reductor de agua capaz de producir una elevada reducción del agua de mezclado o permitir la obtención de un hormigón o mortero de consistencia muy fluida, sin causar segregación de las fases componentes del hormigón o mortero fresco. No provoca retardo del tiempo de fraguado ni incorporación de aire en la masa del hormigón o mortero.
Aditivos químicos: Ver aditivo.
***Agregado*:** Componentes del hormigón constituidos por partículas de minerales naturales, procedentes de la desintegración natural o de la trituración de rocas, con forma, tamaño y distribución de tamaños apropiados.
***Agregado bien graduado**:* Agregado cuya distribución de tamaño de partículas es tal que producen una máxima densidad, o lo que es lo mismo, un mínimo contenido de vacíos.
Agregado de graduación discontinua: Agregado en cuya graduación hay ausencia sustancial de ciertos tamaños intermedios.
Agregado elongado: Partícula de agregado para la cual la relación de la longitud al ancho de un prisma rectangular que lo inscribe es mayor que un valor especificado.
Agregado fino: Agregado que en su totalidad pasa el tamiz IRAM **9,5 mm (3/8")**, que casi en su totalidad pasa el tamiz IRAM **4,75 mm (Nº4)** y que es retenido predominantemente en el tamiz IRAM **75 μm (Nº200)**.
***Agregado grueso**:* Agregado predominantemente retenido en el tamiz IRAM **4,75 mm**.
***Agregado húmedo superficialmente (h.s.)**:* Agregados que han colmado sus posibilidades de absorber agua, y tienen su superficie húmeda.
***Agregado lajoso**:* Partícula de agregado en la cual la relación del ancho al espesor de un prisma rectangular que lo inscribe es mayor que un valor especificado.
Agregado mezcla: Mezcla de dos o más fracciones de agregados para producir un conjunto diferente de propiedades. Generalmente, aunque no exclusivamente, para mejorar su granulometría.
***Agregado monogranular**:* Agregado en el cual la mayor parte de sus partículas están comprendidas entre dos tamices sucesivos de la serie IRAM.

***Agregado potencialmente reactivo**:* Agregado que contiene sustancias capaces de reaccionar químicamente bajo condiciones normales de exposición con los productos de solución o hidratación del cemento en hormigón o mortero, dando como resultado expansiones perjudiciales, fisuración o manchado.
Agregado saturado y con la superficie seca (s.s.s.): Agregado que está saturado y con la superficie seca. Ver Saturado y con la superficie seca.
Agregado seco a masa constante (s.p.c.): Agregado cuyas partículas han sido secadas a **105 ºC ± 5 ºC**, hasta masa constante. Ver Seco a masa constante.
***Agregados de masa específica (densidad) normal**:* Agregados cuya masa específica (densidad), determinada según las normas IRAM 1520 ó IRAM 1533, se encuentra entre **2000 kg/m^3** y **3000 kg/m^3**.
***Agregados livianos**:* Agregados naturales o artificiales compuestos por partículas con una estructura porosa, cuya masa específica (densidad), determinada según las normas IRAM 1520 ó IRAM 1533, es menor de **2000 kg/m^3**.
***Agregados pesados**:* Agregados cuya masa específica (densidad), determinada según las normas IRAM 1520 ó IRAM 1533, es mayor de **3000 kg/m^3**.
***Agua de mezclado**:* Agua que realmente se agrega al hormigón en la hormigonera.
***Agua para lavado**:* Agua transportada en el tanque de reserva de una motohormigonera que, posteriormente a la descarga del hormigón, permite limpiar el interior del tambor de mezclado con un chorro de agua a presión.
***Agua potable**:* Agua que proviene de una red de abastecimiento para consumo humano.
***Aire intencionalmente incorporado al hormigón**:* Burbujas de aire esféricas micros-cópicas, intencionalmente incorporadas a la masa de un hormigón o un mortero durante el mezclado mediante un aditivo tenso activo, cuyos diámetros varían habitualmente entre **10 μm** y **1 mm**.
***Aire naturalmente atrapado en el hormigón**:* Burbujas de aire en la masa del hormigón no intencionalmente incorporadas, de un tamaño significativo (**1 mm o más**), y de ninguna utilidad para los efectos que produce el aire intencionalmente incorporado.
***Aislante para encofrado**:* Material aislante que se aplica a la parte exterior de los encofrados entre los tirantes de rigidización y sobre su parte superior, con suficiente espesor y sin cámara de aire, de modo de conservar el calor de hidratación para lograr en tiempo frío mantener en el hormigón una temperatura especificada.
***Alambre autodesenrrollante**:* Alambre para pretensado, suministrado en rollos, que al desenrrollarse no presenta una flecha mayor que la admisible, establecida en la norma IRAM-IAS U 500-517.
Alambre conformado: Producto final obtenido por trefilación y posterior conformación en frío o por laminación en frío, utilizado como armadura en estructuras de hormigón; su superficie presenta salientes (nervios), uniformemente distribuidos en su periferia con el objeto de aumentar su adherencia en el hormigón.
Alambre liso: Alambre de sección transversal circular y superficie lisa.
***Alambre nervurado**:* Alambre conformado con salientes (nervios), de igual forma y medidas, distribuidos uniformemente sobre su periferia en dos o más filas longitudinales.
***Alambre trefilado en frío**:* Alambre, obtenido de un alambrón laminado en caliente, y luego estirado en frío a través de una trefila.
***Alargamiento característico de rotura**:* Valor estadístico del alargamiento de rotura que corresponde a la probabilidad que el noventa y cinco **(95 %)** de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor.
***Alargamiento de rotura**:* En un ensayo a tracción de una probeta de acero, es la diferencia entre la longitud final a rotura y la longitud inicial establecida como base de medida, referida a la longitud inicial. Se expresa en porcentaje. Las normas IRAM-IAS establecen la longitud inicial de medida para cada tipo de acero .

***Álcalis*:** Óxidos de los metales alcalinos, principalmente sodio y potasio. Específicamente el sodio y el potasio aparecen en los constituyentes de un mortero y de un hormigón y usualmente en los análisis químicos se los expresa como los óxidos de sodio y potasio (Na_2O y K_2O).
***Altura de los nervios de una barra conformada**:* Distancia entre el punto más alto de los nervios y el núcleo de la barra, medida en un plano normal a la dirección de los nervios.
***Ancho de malla de acero**:* Largo de los alambres transversales, incluyendo los extremos salientes.
Apuntalamiento: Puntales para soportar el encofrado de un elemento estructural o sector de estructura.
Arena: Agregado fino.
Armadura: Ver definición en el Anexo al Capítulo 1.
***Armadura de piel**:* Armadura diseñada para soportar las tensiones de coacción que se producen superficialmente en el hormigón.
***Armadura de tracción**:* Armadura diseñada para soportar tensiones de tracción, tales como aquellas que se producen en la parte inferior de una viga simplemente apoyada.
***Aro de calibración**:* Instrumento que permite calibrar el dinamómetro de una máquina de ensayo. Consiste en un aro elástico y un mecanismo o instrumento para indicar la magnitud de la deformación bajo carga.
Arpillera: Tela tejida fabricada de yute, cáñamo o comúnmente con lino, la cual se usa húmeda como cubierta para el curado de las superficies de hormigón.
***Arriostramiento diagonal**:* Elemento suplementario de un apuntalamiento o reapuntalamiento diseñado para resistir cargas horizontales.
***Arriostramiento horizontal**:* Elemento horizontal unido a los puntales para reducir su longitud de pandeo, los cuales a su vez incrementan la capacidad portante de los puntales.
***Aseguramiento de calidad**:* Acciones que toma un propietario o su representante para asegurar que los suministros y lo que se está ejecutando cumple con las especificaciones y normas de aplicación y con las prácticas correctas de ejecución.
Asentamiento: Medida de la consistencia de una mezcla de hormigón fresco, realizada con el cono de Abrams. Se mide el descenso de la masa de hormigón al quedar libre del cono de Abrams en que fue moldeada, con relación a la altura del cono metálico. Se expresa con una aproximación de **5 mm**.
***Asentamiento plástico**:* Asiento de las partículas sólidas de un mortero u hormigón fresco, después de ser colocado y antes de que se produzca su fraguado inicial. Origina una reducción en el volumen del hormigón.
***Ataque por sulfatos**:* Reacción física o química, o ambas a la vez, entre los sulfatos solubles contenidos en el suelo o en aguas subterráneas y el hormigón o el mortero de cemento. La reacción primaria se produce con el aluminato tricálcico hidratado, contenido en la matriz de la pasta de cemento, y que en general produce deterioros en el hormigón.
***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.

B

***Barra*:** Elemento de acero, con un área nominal uniforme de su sección transversal, usado en hormigón armado y pretensado.
Barra conformada: Barra cuya superficie presenta salientes con el fin de aumentar su adherencia al hormigón.

Barra lisa: Producto final de sección transversal circular, de periferia continua que tiene la superficie lisa, propia de la laminación en caliente, sin resaltes o nervios especiales.
Barra revestida*:* Barra que ha sido recubierta con una capa de otro material, generalmente para aumentar su resistencia a la corrosión.
Barras conformadas de dureza natural: Barras conformadas cuya forma y propiedades son obtenidas por laminación en caliente, que pueden o no tener un proceso de enfriamiento controlado.
Barrera de vapor*:* Membrana que se coloca con el objeto de retardar la transmisión de vapor de agua.
Bolsones de arena*:* Sector de una estructura en el cual existe arena con poco o nada de contenido de cemento.

C

Calor de hidratación*:* Calor desarrollado durante el fraguado y endurecimiento del cemento por reacción química con el agua.
Cámara de curado a vapor*:* Cámara o recinto cerrado, en la cual se introduce vapor a presión atmosférica para el curado acelerado de elementos de hormigón.
Cámara de curado húmedo*:* Cámara para almacenar y curar probetas de hormigón o de mortero de cemento, en la cual la atmósfera se mantiene a una temperatura establecida, en general **23 ºC ± 3 ºC** y a una humedad relativa igual o mayor del **95 %**. La forma de almacenamiento debe ser tal que permita mantener continuamente humedecida toda la superficie exterior de las probetas. También se la conoce como cámara húmeda.
Cambio de volumen autógeno*:* Cambio en el volumen que se produce por la hidratación continua del cemento, exceptuando los efectos de cargas aplicadas y cambios debidos tanto a variaciones en las condiciones térmicas como en el contenido de humedad
Cambio de volumen*:* Incremento o una disminución en el volumen debido a cualquier causa.
Camión mezclador: Ver motohormigonera.
Camión sin agitador: Camión con caja metálica de bordes redondeados para transportar hormigón elaborado en planta central hasta su lugar de colocación, el cual no está equipado con elementos para batir el hormigón durante su transporte.
Capacidad de exudación: Relación entre el volumen de agua liberada por exudación y el volumen de la pasta o del mortero.
Capacidad: Medida de una determinada cantidad de volumen de una hormigonera, del tambor de una motohormigonera o de un camión con agitador, usualmente limitada por las especificaciones a un porcentaje máximo de su volumen bruto. También la producción total por unidad de tiempo de un hormigón, de agregados o de cualquier otro producto (tales como capacidad de planta, capacidad de tamizado, etc.).
Capilaridad: Movimiento de un líquido en los intersticios de un sólido poroso producido por la tensión superficial.
Carbonatación**:** Reacción química entre el dióxido de carbono y el hidróxido u óxido de calcio lixiviado por una pasta de cemento, un mortero o un hormigón, la cual forma carbonato de calcio en la superficie expuesta al aire. La reacción con componentes de calcio para producir carbonato de calcio.
Carga accidental: Ver sobrecarga.
Carga permanente: Ver definición en el Anexo al Capítulo 1.
Carro para transporte de hormigón: Carro de dos ruedas de tracción manual o mecánica, generalmente provisto de llantas de goma, usado para el transporte del hormigón desde una hormigonera o una tolva fija hasta el lugar de su colocación.

Cemento altamente resistente a los sulfatos: Cemento con bajo contenido de aluminato tricálcico, que se utiliza para reducir la susceptibilidad de ataque al hormigón por parte de los sulfatos solubles disueltos en agua o contenidos en los suelos (ARS-IRAM 50001:2000-Tabla 3).
Cemento blanco: Producto obtenido por la pulverización conjunta de clínquer pórtland con materiales debidamente seleccionados, para obtener color blanco (B-IRAM 50001:2000-Tabla 7).
Cemento caliente: Cemento recientemente fabricado el cual no tuvo oportunidad de enfriarse después de producirse la calcinación y la molienda de los materiales componentes.
Cemento de alta resistencia inicial: Cemento que se caracteriza por alcanzar un elevado nivel dado de resistencia a edad temprana (ARI-IRAM 50001:2000-Tabla 2).
Cemento de alto horno: Cemento hidráulico que se obtiene por la molienda conjunta en la fábrica de cemento, de clínquer pórtland con escoria de alto horno, con la adición de pequeñas cantidades de sulfato de calcio. El contenido de escoria granulada debe ser mayor del **35 %** e igual o menor del **75 %** (CAH-IRAM 50000:2000-Tabla1).
Cemento de bajo calor de hidratación: Cemento que durante el proceso de fraguado genera un calor limitado (BCH-IRAM 50001:2000-Tabla 5).
Cemento moderadamente resistente a los sulfatos: Cemento con un contenido de aluminato tricálcico igual o menor del **8 %**, que se utiliza para reducir la susceptibilidad de ataque al hormigón por parte de los sulfatos solubles disueltos en agua o contenidos en los suelos (MRS-IRAM 50001:2000-Tabla 4).
Cemento pórtland con "filler" calcáreo: Cemento que se obtiene por la molienda conjunta de clínquer pórtland, sulfato de calcio y hasta un **20 %** de material calcáreo que cumpla con los requisitos de la norma IRAM 1593:1994 (CPF-IRAM 50000:2000-Tabla1).
Cemento pórtland con escoria: Cemento hidráulico que se obtiene por la molienda conjunta en la fábrica de cemento, de clínquer pórtland con escoria, con la adición de pequeñas cantidades de sulfato de calcio. El contenido de escoria granulada debe ser mayor del **10 %** e igual o menor del **35 %** (CPE-IRAM 50000:2000-Tabla1).
Cemento pórtland compuesto: Cemento que se obtiene por la molienda conjunta de clínquer pórtland, sulfato de calcio y hasta un **35 %** de adiciones minerales que cumpla con los requisitos de la normas IRAM correspondientes (CPC-IRAM 50000:2000-Tabla1).
Cemento pórtland normal: Cemento que se obtiene por la molienda conjunta de clínquer pórtland, sulfato de calcio y hasta un **10 %** de escoria (CPN-IRAM 50000:2000-Tabla1).
Cemento pórtland puzolánico: Cemento que se obtiene por la molienda conjunta de clínquer pórtland y puzolana que cumpla con la norma IRAM 1668:1968, con adición eventual de sulfato de calcio (CPP-IRAM 50000:2000-Tabla 1).
Cemento resistente a la reacción álcali-agregado: Cemento que no produce expansiones perjudiciales cuando se lo utiliza con agregados reactivos con los álcalis (RRAA-IRAM 50001:2000-Tabla 6).
Cemento: Conglomerante hidráulico que contiene clínquer pórtland como constituyente necesario. Es un material inorgánico finamente dividido que amasado con agua forma una pasta que fragua y endurece en virtud de reacciones y procesos de hidratación y que, una vez endurecido, conserva su resistencia y estabilidad incluso bajo el agua.
Ceniza volante: Material pulverulento finamente dividido que resulta como residuo de la combustión de carbón mineral y que se recoge en la chimenea de gases.
Chert opalino: Chert compuesto por ópalo en su totalidad o como componente principal.
Chert: Roca silícea de grano muy fino y colores variados. La variedad densa se caracteriza por fractura firme y concoidal. La variedad porosa es de dureza decreciente con fractura astillosa. Se compone de sílice en forma de cuarzo criptocristalino, calcedonia u ópalo, o una combinación de cualquiera de ellos.

Chorro de agua a presión: Sistema de chorro de agua eyectado por una boquilla a elevada velocidad, utilizado para efectuar cortes de elementos de hormigón o para abrasión de una superficie expuesta de hormigón.
Chorro de arena a presión: Sistema para cortar o desgastar una superficie de hormigón por intermedio de un chorro de arena eyectado a una elevada velocidad por intermedio de aire comprimido a través de una boquilla ubicada en el extremo de una lanza. También se usa para limpiar las juntas horizontales de construcción o para producir una superficie final con agregados expuestos en caso de hormigón arquitectónico.
Ciclo de curado a vapor a presión atmosférica: Intervalo de tiempo entre la iniciación del período de elevación de temperatura y el final del período de descenso de temperatura. También, una secuencia de tiempos y condiciones de temperatura y presión de los distintos períodos que conforman el ciclo.
Cimbra de arco: Soporte especial temporario que se usa en la construcción de arcos, cáscaras o estructuras espaciales en los lugares en donde toda la estructura temporaria de soporte se retiró, parcial o totalmente, para evitar la introducción de tensiones perjudiciales en cualquier parte de la estructura.
Clase de hormigón: Designación abreviada de un hormigón. Se indica con la letra H seguida de un número. La parte numérica indica la resistencia característica a la compresión del hormigón a la edad de diseño, expresada en MPa. Ejemplo: H-20, H-30, etc.
Clínquer de cemento pórtland: Producto que se obtiene por cocción hasta fusión parcial (clínquerización) de mezclas íntimas, denominadas crudo, preparadas artificialmente y convenientemente dosificadas a partir de materias calizas y arcillas, con la inclusión de otros materiales que, sin aportar elementos extraños a los de composición normal del cemento, facilitan la dosificación de los crudos deseada en cada caso.
Cloruro de calcio: Sólido cristalino, $CaCl_2$, usado como acelerador del fraguado y la resistencia del hormigón, o como un descongelante químico.
Coeficiente de expansión térmica: Coeficiente que indica la variación de la dimensión lineal por unidad de longitud o del volumen por unidad de volumen, por cada cambio de temperatura en un grado Kelvin.
Coeficiente de Poisson: Relación entre la deformación transversal (lateral) y su correspondiente deformación axial (longitudinal), que resulta de la aplicación de una tensión axial uniformemente distribuida por debajo del límite de proporcionalidad del material. Los valores promedios son del orden de **0,20** para el hormigón y **0,25** para la mayoría de los metales.
Colada: Acero obtenido en cada operación de vaciado de un horno o de cada cuchara, cuando el contenido del horno es vaciado en dos o más cucharas.
Compactación por varillado: Compactación del hormigón usando una varilla de compactación.
Compactación por vibración: Agitación enérgica del hormigón recién colocado en los moldes o encofrados, por medio de equipos mecánicos. Los equipos mecánicos crean impulsos de una frecuencia moderadamente elevada dentro de los moldes o encofrados con el objeto de ayudar a la compactación del hormigón, y pueden ser impulsados por motores de combustión, eléctricos o neumáticos. **(1)**. Para la vibración externa se emplean uno o más elementos vibratorios sujetos en los encofrados en posición determinada. Se aplican en particular en la fabricación de elementos premoldeados de hormigón, y para la vibración de los encofrados deslizantes usados para ejecutar túneles. Para la fabricación de elementos premoldeados livianos la vibración externa se aplica por intermedio de una mesa vibratoria. **(2)**. La vibración interna emplea uno o más elementos vibrantes, los cuales pueden ser insertados dentro de la masa del hormigón fresco en posiciones previamente seleccionadas, y en general se usa cuando se hormigonan elementos

estructurales en el lugar. **(3)**. Los vibradores de superficie consisten fundamentalmente de una regla metálica horizontal portátil sobre la cual se monta el elemento vibratorio.
Compuesto líquido para la formación de membrana para curado: Líquido para evitar la pérdida de agua. En el caso de compuestos pigmentados también para reflejar el calor. Se aplica pulverizando el líquido sobre la superficie de un hormigón recién colocado.
Conducto de descarga tipo trompa de elefante: Tubo o conducto articulado usado para la colocación del hormigón por bombeo.
Cono de Abrams: Molde que tiene forma tronco cónica, con su base inferior de un diámetro de **200 mm**, su base superior de un diámetro de **100 mm** y una altura total de **300 mm**, provisto de dos agarraderas laterales en su parte superior y dos soportes planos en su parte inferior para asegurar su correcto asiento. Las bases superior e inferior deben ser paralelas entre sí y perpendiculares al eje del tronco de cono. Se utiliza para moldear una muestra de hormigón fresco para realizar el ensayo de asentamiento.
Consistencia del hormigón fresco: Distintos grados de fluidez del hormigón fresco. En la práctica la determinación de la consistencia de un hormigón por métodos normalizados, da una idea de la trabajabilidad del mismo.
Consistencia plástica: Propiedad de una mezcla fresca de pasta de cemento, mortero u hormigón, que le permite resistir una deformación continua en cualquier dirección, sin que se produzca su rotura.
Construcción por capas: Colocación de un hormigón convencional o proyectado en capas sucesivas de pequeño espesor, con el objeto de conformar una capa final de gran espesor.
Contenido de aire: Volumen de vacíos generados por aire en la masa de la pasta de cemento, mortero u hormigón. Excluye el volumen de los poros interiores existentes en las partículas de agregados. El contenido de aire se expresa usualmente como por ciento del volumen total de la pasta, el mortero u el hormigón.
Contenido de pasta: Relación entre el volumen de pasta de cemento en el hormigón o en el mortero y el volumen total de la mezcla, expresada como porcentaje.
Contracción: Disminución en la longitud o en el volumen.
Contracción plástica: Contracción por secado que ocurre antes que una pasta de cemento, un mortero o un hormigón alcance su principio de fraguado.
Contracción por secado: Contracción producida por la pérdida de humedad de un hormigón o mortero endurecido.
Contracción térmica: Contracción causada por una disminución en la temperatura.
Control de aceptación: Control que practica el Director de Obra o el Usuario sobre el hormigón, con el objeto de verificar la conformidad con una especificación y valorar la aptitud del mismo para ser incorporado a las estructuras.
Control de calidad: Acciones que desarrolla un productor o un constructor para asegurar un control sobre lo que se está ejecutando y lo que se está suministrando, con el fin de garantizar el cumplimiento de las especificaciones y normas de aplicación y con las prácticas correctas de ejecución.
Control de producción: Control sistemático que practica el Constructor o el Proveedor sobre los materiales componentes y sobre el hormigón, para su propia información.
Cordón de dos o tres alambres: Conjunto de dos o tres alambres de igual diámetro, arrollados helicoidalmente en igual sentido y con paso uniforme, alrededor de un eje imaginario que constituye el eje longitudinal del conjunto.
Cordón de siete alambres: Conjunto de siete alambres, seis de los cuales están arrollados helicoidalmente en igual sentido y con un paso uniforme alrededor del alambre restante, que constituye el eje longitudinal. El alambre central, denominado alma del cordón, está recubierto totalmente por los alambres exteriores formando un conjunto compacto.

Cordón: Producto final constituido por alambres arrollados en forma helicoidal, en una o más capas simétricas alrededor de un eje.
Corrosión localizada (Pitting): Desarrollo de cavidades relativamente pequeñas en una superficie. En el acero es la corrosión localizada que se evidencia como cavidades diminutas en su superficie.
Corrosión: Degradación de un metal producida por una reacción química, electroquímica o electrolítica con su medio circundante.
Curado a vapor a presión atmosférica: Curado a vapor de elementos de hormigón o de mortero, el cual se realiza a presión atmosférica y con una temperatura máxima en el ambiente entre **40 ºC** y **80 ºC**.
Curado del hormigón: 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: Curado 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.
Curva granulométrica total: Distribución de los tamaños de partículas de una mezcla de agregados fino y grueso.

D

Daños por cavitación: Huecos en el hormigón causados por implosión o colapso de las burbujas de vapor contenidas en la masa de un flujo de agua, las cuales se forman en las áreas de baja presión y colapsan cuando entran en las áreas de alta presión.
Deformación: Cambio en la dimensión o en la forma.
Deformación elástica: Deformación proporcional a las tensiones aplicadas.
Deformaciones anelásticas: Deformación no proporcional a las tensiones aplicadas.
Deformaciones dependientes del tiempo: Deformaciones resultantes de causas tales como cambio autógeno de volumen, contracción o expansión térmica y fluencia lenta, todas las cuales son función del tiempo.
Desencofrante: Líquido que se aplica a la superficie de los encofrados para mejorar y facilitar el desencofrado del hormigón y para preservar el material del encofrado
Desencofrante con retardador de fraguado: Desencofrante que contiene un aditivo retardador del tiempo de fraguado que actúa sobre la superficie adyacente de hormigón, con el objeto de lograr posteriormente una terminación de superficie con agregados expuestos.
Desgaste Los Ángeles: Ensayo para determinar la resistencia a la abrasión de agregados para hormigón.
Desviación normal (s_n): Medida estadística de la dispersión de los resultados de ensayos. En una serie de n ensayos x_1, x_2, ...x_n, es el valor estadístico que se obtiene de la siguiente expresión:

$$s_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (x_m - x_i)}{n-1}}$$

Diagrama tensión – deformación: Diagrama que representa valores correspondientes de tensión y deformación. En el mismo los valores de tensión se representan en el eje de ordenadas (verticalmente) y los valores de deformación se representan en el eje de abscisas (horizontalmente).
Diámetro equivalente de una barra conformada: Diámetro de una barra de acero de sección circular lisa, que tiene igual masa por unidad de longitud que la barra conformada.
Diámetro nominal de un cordón para pretensado: Diámetro con que se designa el cordón y que corresponde al de la circunferencia circunscripta.
Diámetro nominal de una barra: Diámetro con que se designan las barras de acero y con el que se obtienen los valores nominales del perímetro del área de la sección transversal y de la masa por unidad de longitud de la barra.
Difracción por Rayos X: Método basado en el fenómeno de difracción de Rayos X, usado para identificar sustancias cristalinas de estructura conocida.
Documentación Técnica de Obra: Conjunto de planos, planillas, cuadros e instrucciones escritas, que se necesitan en la obra o que son exigidas por el presente Reglamento para materializar la estructura de hormigón, preparados todos ellos al nivel técnico adecuado al de la capacitación del personal que debe interpretarlo.
Documentación Técnica Final o Conforme a Obra: Legajo que contiene la información técnica completa sobre cómo está construida una estructura de hormigón y la individualización de los responsables de su construcción.
Documentación Técnica Inicial: Legajo que contiene la información técnica necesaria para construir la estructura y la individualización de los responsables de su protector, dirección y ejecución.
Ductilidad: Propiedad de un material en virtud de la cual el mismo puede soportar una gran deformación permanente sin que se produzca su rotura.
Durabilidad: Capacidad del hormigón de la estructura para resistir acciones del medio ambiente, de acuerdo con lo establecido por este Reglamento.

E

Eficiencia de mezclado de una motohormigonera: Adecuación de una motohormigonera para suministrar un hormigón homogéneo en un período de tiempo dado. La homogeneidad del hormigón se determina efectuando ensayos comparativos sobre muestras extraídas de diferentes porciones de un pastón de hormigón fresco, estableciendo las diferencias de sus propiedades físicas o de su composición.
Eflorescencias: Depósito de sales formado sobre una superficie, generalmente de color blanco. Las sustancias lixivian en una solución desde el interior de la masa de un hormigón o un mortero y posteriormente se precipitan en la superficie por evaporación.
Elasticidad: Propiedad de un material en virtud de la cual este tiende a recobrar su tamaño y forma original que tenía antes de su deformación.
Elevación de temperatura: Aumento de temperatura causada tanto por absorción de calor como por la generación interna de calor, como por ejemplo la hidratación del cemento en el hormigón.
Elongación: Incremento en longitud.
Encabezado: Proceso consistente en adicionar una capa de material a las bases de las probetas de modo que resulten lisas, planas y normales a la dirección de aplicación de las cargas.
Encofrado: Estructura o molde temporario para contener y soportar el empuje lateral del hormigón, hasta tanto el mismo haya fraguado y tenga la resistencia suficiente para autosoportarse.

Encofrados voladores: Grandes secciones de encofrados que pueden ser izadas mecánicamente. En general incluyen una armazón o vigas secundarias de soporte para el armado de andamios o unidades de andamios ya armadas. El término habitualmente se aplica a sistemas de encofrados premoldeados, tipo mesas voladoras.
Endurecimiento prematuro: Desarrollo temprano de una reducción anormal en las características de trabajabilidad de una pasta de cemento, un mortero o un hormigón, fenómeno que puede ser también descripto como falso fraguado, fraguado rápido o instantáneo.
Ensayo de compresión: Ensayo realizado sobre una muestra de hormigón o mortero para determinar su resistencia.
Ensayo de tracción por compresión diametral: Ensayo para determinar la resistencia a la tracción por compresión diametral del hormigón.
Erosión: Desintegración progresiva de un sólido por la acción abrasiva de fluidos o sólidos en movimiento.
Esclerómetro: Equipo para determinar la dureza superficial del hormigón. Su funcionamiento se basa en el rebote de un émbolo guiado, que es impulsado por un resorte calibrado.
Escoria de alto horno: Producto no metálico, constituido esencialmente por silicatos y aluminosilicatos de calcio y de otros elementos básicos, que se produce en un alto horno simultáneamente con el arrabio.
Escoria granulada de alto horno: Material granular vítreo que se forma cuando la escoria de alto horno en estado líquido es enfriada bruscamente.
Especialista: Profesionales encargados del estudio de cada especialidad y que son responsables directos de la tarea encomendada.
Espojamiento: Incremento en el volumen a granel de una cantidad de arena para una humedad determinada, respecto de su volumen seco o completamente inundado.
Expansión: Incremento tanto en longitud como en volumen.
Expansión térmica: Expansión causada por un aumento en la temperatura.
Extensibilidad: Deformación máxima de tracción que puede soportar una pasta de cemento, un mortero o un hormigón endurecidos, antes de que se produzca su fisuración.
Exudación del hormigón fresco: Segregación del agua de mezclado, que tiende a salir a la superficie libre del hormigón fresco, o a la interfase hormigón fresco - encofrado.

F

Factor de espaciamiento: Índice, en una pasta cementicia o en la fracción de pasta de un mortero u hormigón, referido a la máxima distancia desde cualquier punto desde la periferia de un vacío de aire, expresado en mm. También conocido como factor de espaciamiento de Powers.
Factor de Philleo: Índice que mide la protección que tiene un hormigón para resistir ciclos de temperaturas de congelación y deshielo Esta dado por la distancia al perímetro de la burbuja de aire más cercano. Generalmente se toma como Índice de Philleo a la distancia seleccionada de forma tal que solamente el **10 %** de la pasta de cemento queda a mayor distancia de una burbuja de aire.
Falla por fatiga: Fenómeno de rotura de un material que, estando sometido a cargas repetidas, colapsa con una tensión sustancialmente menor que la resistencia a cargas estáticas.

Falso fraguado: Endurecimiento prematuro debido a la deshidratación del yeso contenido en el cemento. Se caracteriza por el desarrollo rápido y prematura de rigidez de una pasta de cemento, un mortero o un hormigón, sin generación de calor. Puede ser revertido con un remezclado sin el agregado de agua a la mezcla, recuperando esta su plasticidad.
Fatiga: Deterioro de un material causado por cargas repetidas o alternadas.
Finura: Tamaño de las partículas de cemento o puzolana, que se obtiene por tamizado húmedo o por la medición de su superficie específica por permeabilidad al aire (método Blaine).
Fisuras debidas a temperatura: Fisuras debidas a la falla en la resistencia a tracción, causadas por una caída de temperatura en un elemento estructural sujeto a restricción externa o por una temperatura diferencial en elementos estructurales sujetos a una restricción interna.
Fisuras por contracción plástica: Fisuras y/o grietas que se producen en la superficie de un hormigón fresco, por contracción plástica.
Fisuras por contracción por secado: Fisuración de una estructura o de un elemento estructural sometidos a restricciones internas o externas, que se producen cuando la contracción por secado genera tensiones de tracción mayores que las que puede soportar el hormigón.
Fluencia lenta: Deformación que se produce en el tiempo, por la acción de una carga sostenida o de larga duración.
Fluencia lenta básica: Fluencia lenta que se produce sin intercambio de humedad con el medio ambiente.
Fluencia lenta no recuperable: Deformación permanente, residual o no reversible, en un hormigón endurecido después de remover una carga sostenida o de larga duración.
Fluencia lenta por secado: Fluencia lenta que se produce con pérdida de humedad.
Fracción entre tamices: Cantidad de material de una muestra que pasa a través de un tamiz estándar y es retenida por otro tamiz estándar de tamaño menor, ambos de la Serie IRAM.
Fracción que pasa un tamiz: Cantidad de material de una muestra que pasa a través de un tamiz de abertura determinada de la Serie IRAM.
Fracción retenida acumulada: Suma de la cantidad de material de una muestra retenida en un tamiz de abertura determinada más las porciones de la muestra retenidas en los tamices de mayor abertura que le preceden. Habitualmente cuando se indica “retenido” se entiende que se trata de “retenido acumulado”.
Fracción retenida parcial: Cantidad de material de una muestra retenida sobre un tamiz de abertura determinada de la Serie IRAM.
Fraguado: Condición que alcanza una pasta de cemento, un mortero o un hormigón cuando pierden su plasticidad hasta un límite fijado arbitrariamente, el cual se mide en términos de resistencia a la penetración o a la deformación.

G

Granulometría: Distribución de partículas de acuerdo con su tamaño, que generalmente se expresa como porcentaje en peso retenido sobre cada tamiz de una serie estándar de tamices colocados en tamaño de aberturas decrecientes, y el porcentaje que pasa por el tamiz de menor abertura de toda la serie.
Granulometría continua: Distribución de tamaño de partículas en la cual todos los tamaños de fracciones intermedias se encuentran presentes, en oposición a una granulometría discontinua.

Grava: **(1)** Material granular predominantemente retenido sobre el tamiz IRAM **4,75 mm**, y que resulta tanto de una desintegración natural y abrasión de rocas. **(2)** Aquella porción de un agregado predominantemente retenido sobre el tamiz IRAM **4,75 mm**, y que resulta tanto de una desintegración natural como de abrasión de rocas.
Gravilla: Grava tamizada, en la cual la mayoría de sus partículas pasan el tamiz IRAM **9,5 mm** y son retenidas en el tamiz IRAM **4,75 mm**.
Grieta: Separación total o parcial del hormigón en dos o más partes, producida por rotura o fractura.

H

Hidratación: Formación de compuestos por la combinación de agua con alguna otra sustancia. En el hormigón, la reacción química entre el cemento hidráulico y el agua.
Hormigón: Ver definición en el Anexo al Capítulo 1.
Hormigón arenoso: Hormigón que contiene más arena de la necesaria para llenar los vacíos del agregado grueso y lograr una adecuada terminación.
Hormigón estructural: Ver definición en el Anexo al Capítulo 1.
Hormigón bombeado: Hormigón que se transporta a través de cañerías rígidas o flexibles, impulsado por una bomba.
Hormigón compactado: Hormigón que se consolida por trabajo mecánico, durante y después de su colocación.
Hormigón con características especiales: Hormigón que además de las características requeridas por resistencia, debe asegurar otras prestaciones necesarias por condiciones constructivas o de servicio, incluyendo las acciones físicas, químicas o fisicoquímicas, producidas en el mismo material o debidas al medio externo.
Hormigón con insuficiencia de finos: Hormigón cuyo contenido de agregado fino es menor que el necesario para lograr la trabajabilidad, la compacidad y la terminación superficial requerida por una determinada estructura.
Hormigón de alta resistencia: Hormigón cuya resistencia característica a la compresión especificada es igual o mayor que **50 MPa**.
Hormigón de masa normal: Hormigón cuya masa por unidad de volumen, referida a material seco hasta masa constante **(105 °C ± 5 °C)**, está comprendido entre **2000 kg/m^3** y **2800 kg/m^3**.
Hormigón elaborado en obra: Hormigón cuyos componentes son acopiados, clasificados, dosificados y mezclados por el constructor en el obrador o en un lugar cercano al mismo.
Hormigón elaborado en planta central o sobre camión mezclador: Hormigón dosificado en una planta externa o instalada en la obra, mezclado en una planta central fija o en motohormigoneras, y entregado por el productor al usuario.
Hormigón endurecido: Hormigón que concluyó su proceso de fraguado, perdiendo su estado plástico, y empieza a desarrollar su resistencia.
Hormigón fresco: Hormigón que se encuentra en estado plástico, el cual puede ser, transportado, colocado, compactado y terminado sin afectar su proceso de fraguado y endurecimiento.
Hormigón liviano: Hormigón cuya masa por unidad de volumen, del material seco hasta masa constante, **(105 °C ± 5 °C)** es menor que **2000 kg/m^3**.
Hormigón masivo: Hormigón colocado en secciones macizas cuya menor dimensión lineal sea igual o mayor de **750 mm**.
Hormigón pesado: Hormigón cuya masa por unidad de volumen, del material seco hasta masa constante, **(105 °C ± 5 °C)** es mayor que **2800 kg/m^3**.

Hormigón premoldeado: Hormigón que constituye un elemento estructural de hormigón endurecido, fabricado en un lugar distinto al de su posición definitiva.
Hormigón pretensado, no masivo o masivo: Hormigón en el cual se introducen tensiones internas de tal magnitud y distribución que permiten controlar a un grado deseado las tensiones de tracción resultantes por el estado de carga de servicio. En el hormigón, el pretensado se introduce por el tesado de alambres o cordones de acero
Hormigón proyectado: Mortero u hormigón impulsado por medios neumáticos, a alta velocidad, sobre una superficie. También conocido como mortero u hormigón aplicados neumáticamente o mortero gunitado.
Hormigón sin armar, no masivo o masivo: Hormigón que contiene una armadura inferior a la mínima requerida por este Reglamento para ser considerado hormigón armado.
Hormigonera: Máquina que permite mezclar en forma homogénea pastones de hormigón o de mortero.
Hormigonera de eje basculante: Mezcladora de hormigón del tipo de tambor, en la cual el tambor se carga y mezcla formando el eje de giro un ángulo con la horizontal, y descarga basculando el tambor sobre su eje.
Hormigonera de eje horizontal: Mezcladora de hormigón del tipo de tambor, que se carga, mezcla y se descarga con su eje de giro en posición horizontal.
Hormigonera de eje vertical: Mezcladora de hormigón del tipo de tambor, que se carga, mezcla y se descarga con su eje de giro en posición vertical.
Humedad libre: En un sólido, es el agua que está sobre su superficie y tiene esencialmente las propiedades del agua libre (agua no absorbida y adsorbida por el sólido).
Humedad relativa ambiente: Relación a una determinada temperatura de la cantidad de vapor de agua en la atmósfera en un momento cualquiera, respecto a la cantidad de vapor de agua en una atmósfera saturada, expresada como porcentaje.
Humedad superficial de un agregado: Humedad libre. Se mide como la diferencia de masa de agua entre la correspondiente al agregado con humedad superficial y el agregado saturado y con la superficie seca. Es el agua que aporta el agregado al hormigón y debe considerarse en el agua total de la mezcla. Se expresa en **%** de la masa del agregado saturado y con la superficie seca.
Humedad total de un agregado: Masa de agua contenida en un agregado. Se mide como la diferencia de masa entre el agregado húmedo y el agregado seco a masa constante. Se expresa en **%** de la masa seca del agregado.
Humo de sílice: Sílice amorfa o no cristalina, de partículas muy finas. Constituye un subproducto de la fabricación de aleaciones ferro-silíceas y otras silico-metálicas, en hornos de arco eléctrico. También se lo conoce como humo de sílice condensado o microsílice.

I

Índice colorimétrico: Indicador de la cantidad de impurezas orgánicas que contiene un agregado fino.
Índice de actividad puzolánica: Indicador que mide la actividad puzolánica. Se basa en la comparación de la resistencia de dos mezclas cementicias con y sin puzolana.
Inhibidor de corrosión: Compuesto químico, líquido o sólido, que disminuye la corrosión de los aceros para armaduras embebidos en la masa del hormigón. Se puede adicionar a la mezcla fresca o aplicar sobre la superficie del hormigón endurecido. Para el caso de los aceros de pretensado ubicados en vainas sin inyectar, existen inhibidores de corrosión en polvo que se pueden esparcir sobre la superficie del acero de pretensado.

J

Juego de encofrado: Paneles prefabricados para constituir un elemento más grande, que benefician su izado, desencofrado y reuso.
Junta: Separación física en un sistema estructural de hormigón, ya sea este premoldeado o moldeado en el lugar.
Junta de construcción o junta fría: Junta originada por el proceso constructivo, donde se debe lograr adherencia entre ambas etapas constructivas. En una junta constructiva o junta fría puede haber continuidad en las armaduras.
Junta de contracción: Ver definición en el Anexo al Capítulo 1.
Junta de dilatación: Ver definición en el Anexo al Capítulo 1.

L

Laboratorio externo: Laboratorio propiedad de terceros, que funcionando fuera del alcance de la autoridad del Usuario, del Constructor y del Proveedor, es designado por el primero, por la confianza que le merece en la objetividad de los resultados a obtener y en las opiniones que emita.
Laboratorio para control de aceptación: Laboratorio utilizado por el Usuario para poder practicar el Control de Aceptación, ajeno al laboratorio del Proveedor.
Laboratorio para control de producción: Laboratorio utilizado por el Constructor o el Proveedor para poder practicar el Control de Producción.
Largo de una malla de acero: Largo de los alambres longitudinales, incluyendo los extremos salientes.
Lechada superficial: Capa de material débil y no durable, conformada por cemento y finos que exuda en conjunto con el agua desde la masa hacia la superficie expuesta de un hormigón. La cantidad de este material se incrementa generalmente por un excesivo trabajado o manipuleo de la superficie del hormigón, por un proceso de terminado defectuoso o por la circulación sobre la superficie de un tránsito intenso de vehículos.
Límite convencional de fluencia: Tensión que corresponde a un alargamiento porcentual no proporcional especificado. Su símbolo se completa con un subíndice con el porcentaje estipulado.
Límite de compactación: Edad a la cual un hormigón fresco ha endurecido lo suficiente como para impedir su movilidad cuando se lo somete a vibrado.
Límite de elasticidad: Tensión máxima que el material es capaz de soportar sin que se produzcan alargamientos permanentes en la probeta descargada.
Límite de fatiga: En los materiales ferrosos es la tensión máxima para la cual no se produce la rotura independientemente del número de ciclos. En materiales no ferrosos es la tensión máxima para la cual no se produce la rotura para un número especificado de ciclos. También llamado tensión límite de fatiga.
Límite de fluencia: En los aceros que presentan el fenómeno de fluencia, la tensión en la que comienza la deformación plástica, la cual inmediatamente después de haberse iniciado, puede continuar manifestándose a carga aproximadamente constante o con la oscilación de la carga.
Límite de proporcionalidad: Tensión máxima que un acero es capaz de soportar sin que los alargamientos dejen de ser proporcionales a las tensiones, es decir sin apartarse de la Ley de Hooke.

Limpieza de junta: Tratamiento de una junta de construcción para remover todos los materiales y elementos contaminantes superficiales, para llevar la misma a las condiciones de limpieza que corresponden a una superficie de hormigón endurecido recién fracturada.
Lote: Cantidad definida de individuos.
Lote de barras o alambres de acero: Barras o alambres de una misma designación y medidas nominales que se fabrican bajo las mismas condiciones de producción y que se presentan a inspección como un conjunto unitario.
Lote de hormigón: Hormigón de una misma designación, elaborado con los mismos materiales y condiciones de producción e igual dosificación o proporciones de la mezcla, que se presentan a inspección como un conjunto unitario.
Lote de aceros para pretensado: Rollos o bobinas de una misma designación y denominación, que se fabrican bajo las mismas condiciones de producción y que se presentan a inspección como un conjunto unitario.

M

Maduración: Medida que valora el curado del hormigón. Es función del producto del tiempo de duración del curado y la temperatura del hormigón durante dicho tiempo de curado.
Malla de acero: Armadura formada por un conjunto de dos o más capas, colocadas en ángulo recto una con respecto a la otra, de barras o alambres de acero, soldados o atados.
Malla soldada: Producto constituido por alambres lisos o nervurados, que forman un ángulo recto, dispuestos en dos capas, con todas sus uniones soldadas por el proceso de soldadura eléctrica, suministrado en paneles o en rollos.
Manta de curado: Elemento construido en el lugar a base de bolsas, esteras, paja, papel a prueba de agua o cualquier otro material adecuado, que se coloca sobre el hormigón fresco terminado como cubierta de retención de agua.
Masa específica (densidad) del agregado saturado y con la superficie seca: Masa de la unidad de volumen de las partículas individuales de un agregado, en su estado de saturadas y con la superficie seca.
Masa específica (densidad) del agregado seco a masa constante: Masa de la unidad de volumen de las partículas individuales de un agregado, en su estado de secas a masa constante.
Masa unitaria del hormigón fresco: Masa de la unidad de volumen del hormigón, determinada de acuerdo con la norma IRAM 1562.
Material fino: Cantidad de material que pasa el tamiz IRAM **75 μm**, expresada en porcentaje respecto al total de la muestra ensayada, en un agregado utilizado en la elaboración de hormigón.
Material friable: Material que puede reducir su tamaño durante el proceso de tamizado.
Medidor de aire: Equipo que permite medir por el método de presión el contenido de aire de un hormigón o un mortero. También se lo denomina equipo de Washington.
Membrana de curado: Película que tiene por finalidad actuar como un film impermeable sobre la superficie del hormigón fresco para restringir la evaporación del agua de mezclado y facilitar su curado. Puede materializarse con: compuestos líquidos para la formación de membranas de curado (emulsiones bituminosas y parafinadas, resinas en suspensión pigmentadas o no pigmentadas o suspensiones de cera y aceite desecado) o revestimientos protectores no líquidos (películas de plástico o de papel a prueba de agua).

Mezcla áspera: Mezcla de hormigón la cual carece de la trabajabilidad y la consistencia deseada, debido a una deficiencia en su contenido de mortero o de agregado fino.
Mezcla de hormigón a dosificar por el productor: Mezcla en la que el usuario especifica exclusivamente los requisitos que deberá cumplir el hormigón, y el **productor es responsable** por los materiales componentes, por sus proporciones, comportamiento en obra en estado fresco, y por su resistencia potencial.
Mezcla de hormigón dosificada por el usuario: Mezcla de hormigón en la que el usuario especifica su composición, y el **productor es responsable** por la provisión de una mezcla que cumpla con la composición solicitada, pero **no es responsable** por el comportamiento del hormigón.
Mezcla de hormigón dosificada por el usuario, con materiales componentes preestablecidos: Mezcla de hormigón en la que el usuario especifica su composición y las características de los materiales componentes a usar en su elaboración. El productor **es responsable** por la provisión de la mezcla y de los materiales especificados, pero **no es responsable** por el comportamiento del hormigón fresco o endurecido.
Módulo de elasticidad: Ver definición en el Anexo al Capítulo 1.
Módulo de finura: En una muestra de agregado, 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**.
Módulo estático de elasticidad: Ver módulo de elasticidad.
Montmorillonita: Grupo de minerales arcillosos, de estructura interna laminar, compuesta por silicatos aluminosos o magnésicos hidratados. Constituye partículas muy finamente divididas, que se hincha cuando se pone en contacto con la humedad y se contrae cuando se seca. Está sujeta a intercambios iónicos.
Mortero: Mezcla de pasta de cemento con agregado fino. En el hormigón fresco, es el material que ocupa los intersticios entre las partículas de agregado grueso.
Mortero de epoxi: Mezcla de resina epoxi, catalizador y agregado fino.
Motohormigonera: Mezclador constituido por una hormigonera de eje inclinado montada sobre el chasis de un camión, apta para mezclar en tránsito los materiales componentes de un hormigón o un mortero.
Muestra: Grupo de unidades o porción de material, tomados de una cantidad mayor de unidades o de material. Sirve para aportar información para tomar decisiones sobre el conjunto mayor de unidades, sobre un material o sobre un proceso de producción.
Muestra compuesta: Muestra que se conforma mezclando las muestras parciales.
Muestra de ensayo: Muestra que se obtiene por cuarteo de una muestra parcial o compuesta. Se utiliza para realizar mediciones y ensayos.
Muestra parcial: La que se obtiene de una sola vez en cada lugar de extracción.
Muestreo: Procedimiento que especifica el número de unidades de producto a extraer de un determinado lote para su inspección, con el objeto de establecer si el lote es aceptado o rechazado. También, un plan preestablecido que estipula la localización y el procedimiento para la extracción de muestras representativas de un determinado material, para su posterior ensayo.

N

Nervios longitudinales de una barra de acero conformada: Salientes uniformes, continuas en el sentido longitudinal, distribuidas simétricamente sobre la periferia de la barra.

Nervios transversales de una barra de acero conformada: Salientes discontinuas y no paralelas al eje de la barra, distribuidas uniformemente sobre su periferia en dos o más filas longitudinales, debiendo tener igual forma y medidas.
Nido de abeja: Oquedades en el hormigón endurecido, debidas a la falta de mortero entre las partículas del agregado grueso.
Núcleo de una barra de acero conformada: Parte de la barra no afectada por los nervios.
Número de ensayos (n): Cantidad de resultados disponibles de ensayos correspondientes a la misma clase de hormigón y obtenidos a la misma edad.

O

Ópalo: Mineral compuesto por sílice amorfa hidratada (Si O + 2,1n H_2O).
Oquedades superficiales: Cavidades pequeñas, regulares o irregulares, que aparecen sobre la superficie del hormigón al desencofrar. En general no exceden los **15 mm** de diámetro. Resultan cuando durante los procesos de colocación o de compactación las burbujas de aire quedan naturalmente atrapadas contra la superficie de los encofrados.

P

Partícula blanda: Partícula de agregado que posee un grado de dureza o resistencia menor que la correspondiente a la mayoría de las partículas que constituyen el agregado. Se determina por un procedimiento de ensayo especificado.
Paso de un cordón para pretensado: Distancia medida axilmente correspondiente a una vuelta completa de la hélice descripta por uno de los alambres alrededor del eje longitudinal del cordón.
Pastón: Cantidad de hormigón mezclado en un ciclo de operación de una hormigonera, o cantidad de hormigón transportado en una motohormigonera, o cantidad de hormigón descargada aproximadamente en 1 minuto de una hormigonera de mezclado continuo.
Pérdida de asentamiento: Diferencia entre el valor del asentamiento medido inmediatamente después que la mezcla fresca se descarga de la hormigonera, y el valor del asentamiento medido posteriormente sobre la misma mezcla, luego de un período de tiempo determinado.
Período de enfriamiento: En un ciclo de curado a vapor, es el tiempo durante el cual se corta el abastecimiento de vapor a la cámara de curado y el elemento de hormigón queda expuesto al calor y humedad residual y se enfría hasta temperatura ambiente.
Período de estacionamiento: En un ciclo de curado a vapor, es el tiempo que transcurre entre el moldeo del elemento premoldeado y el comienzo del período de elevación gradual de la temperatura.
Pesadas: Pesos de varios materiales, tales como cemento, agua, las distintas fracciones de agregados y si corresponde los aditivos, los cuales componen parcialmente o totalmente un pastón de hormigón.
Pesimun: Pésimo, lo contrario de óptimo. En la reacción álcali-agregado, es la proporción de componentes reactivos en el agregado que maximiza la expansión perjudicial.
Peso bruto de un vehículo: Peso de un vehículo más el peso de cualquier carga que transporte.

Peso propio de un elemento estructural, sector de una estructura o de una estructura: Volumen del elemento por el peso unitario del hormigón, más el peso de las armaduras de acero y/o cañerias de conducción de fluidos incluidas en su masa.
Petrografía: Rama de la petrología que se relaciona con la descripción y clasificación sistemática de las rocas, además de sus relaciones geológicas, principalmente por método de laboratorio, en su mayoría químicos o microscópicos. También, en forma indefinida, petrología o litología. También se aplica a la composición en rocas y minerales de un agregado.
Picnómetro: Probeta graduada usada para la determinación de la masa específica de un líquido o de un sólido.
Plan de Calidad: Documento que enuncia las prácticas, los medios y la secuencia de las actividades ligadas a la calidad, específicas de un producto, proyecto o contrato particular.
Planta: Equipo para medir los materiales componentes que conforman un pastón de hormigón. Puede incluir también la elaboración del hormigón.
Planta de medición automática: Planta equipada con compuertas o válvulas, que se comandan con una único pulsador que las abre cuando comienza la operación de pesado de cada material y automáticamente las cierra una vez que se alcanzó el peso establecido para cada material. Interactuan de tal manera que: (a) el mecanismo de carga no se abre hasta tanto la escala no haya vuelto a cero; (b) el mecanismo de descarga no se puede abrir cuando se encuentran abierto los mecanismos de carga; (c) el mecanismo de descarga no se puede abrir hasta tanto no se alcanzó el peso establecido para cada material, con la tolerancia respectiva; (d) sí para un determinado pastón se deben cargar en forma acumulativa diferentes tipos de agregados o cementos, actúan mecanismos de control de interacción secuencial.
Planta de medición manual: Planta equipada con compuertas o válvulas accionadas manualmente, con o sin potencia neumática, hidráulica o eléctrica suplementaria, en la cual la precisión de la operación de mezclado depende directamente de la observación visual que realiza el operador sobre una determinada escala.
Planta de medición semiautomática: Planta equipada con compuertas o válvulas que son accionadas separadamente en forma manual para permitir pesar cada material, pero que automáticamente se cierran una vez que se alcanzó el peso establecido para cada material.
Porosidad: Relación entre el volumen de vacíos incluidos en la masa de un material y el volumen total de ese material, incluyendo los vacíos, expresada como porcentaje.
Probetas curadas en el campo: Probetas cilíndricas que se dejan en el lugar de hormigonado para ser curadas en forma similar a la del elemento estructural al cual representan. Sirven para medir la resistencia efectiva del hormigón y 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.
Productor: Persona física o jurídica que suministra el hormigón.
Proporciones del hormigón o del mortero: Cantidades de materiales componentes necesarios para producir un hormigón o un mortero de las propiedades requeridas, usando en la forma más económica posible a los materiales disponibles.
Protección catódica: Forma de protección de la corrosión, basada en que un metal es forzado a corroerse con preferencia a otro, de tal manera de proteger a este último de la corrosión.
Puntal: Ver definición en el Anexo al Capítulo 1.
Puntal empalmado: Puntal individual empalmado en dos o más elementos con el objeto de incrementar la altura del sistema de apuntalamiento.

Puzolana: Material silíceo o silíco-aluminoso, el cual por sí solo no posee o posee un pequeño valor cementicio, pero que molido finamente y en presencia de humedad, reacciona químicamente con el hidróxido de calcio, a temperatura ambiente, para formar compuestos que poseen propiedades cementicias.
Puzolana natural: Material natural que en bruto o calcinado tiene propiedades puzolánicas. Por ejemplo ceniza volcánica o piedra pómez, chert opalino y pizarra, tobas o algunas tierras diatoméas.

R

Razón agua/cemento del hormigón: Cociente en masa entre el contenido total de agua y el contenido de cemento, expresada en forma decimal redondeada a dos decimales, y que se abrevia comúnmente como **a/c**.
Razón agua/material cementicio: Cociente en masa entre el contenido total de agua **(a)** y el contenido de material cementicio (cemento-c- + adición-x-), expresada en forma decimal redondeada a dos decimales, y que se abrevia comúnmente como **[a/(c+x)].**
Reacción álcali – sílice (RAS): Reacción entre los álcalis (sodio y potasio) contenidos en el cemento y ciertas rocas o minerales silíceos, tales como chert opalino, cuarzo tensionado y vidrio volcánico ácido, presente en algunos agregados. Los productos de esta reacción pueden causar una expansión anormal y fisuración del hormigón en servicio.
Reacción exotérmica: Reacción química que se produce con generación de calor.
Reapuntalamiento: Puntales colocados y ajustados por debajo de una losa de hormigón o elemento estructural, después de que se removió su encofrado y apuntalamiento original, lo cual implica que la nueva losa o elemento estructural pueda deformarse y soportar su propio peso y cargas de construcción sobre los mismos antes del reapuntalamiento.
Reapuntalamiento anterior al hormigonado: Puntales agregados en forma ajustada por debajo de paneles seleccionados de un sistema de encofrados tipo mesa, antes de que sea removido cualquiera puntal colocado originalmente.
Reapuntalamiento posterior al hormigonado: Puntales colocados y ajustados por debajo de una losa o elemento estructural de hormigón, después que se removió de un área pequeña el encofrado y apuntalamiento original, sin permitir que la losa o el elemento estructural se deforme o soporte su propio peso o cargas de construcción existentes que pudiere haber sobre ellos.
Recubrimiento: En hormigón armado y pretensado, la menor distancia entre la superficie del acero de la armadura tesa o no tesa, y la superficie externa del hormigón.
Registro: Documento que provee evidencias objetivas de las actividades efectuadas o de los resultados obtenidos.
Relajación de la tensión: Disminución de la tensión en el tiempo, en un material con comportamiento viscoso, sometido a una deformación constante.
Relleno de junta: Material compresible que se usa para el llenado de juntas, con el objeto de prevenir que en ellas penetren materiales extraños no compresibles. Se usa también para soportar los selladores de junta.
Rendimiento: Volumen de hormigón fresco que se produce con una cantidad conocida de materiales componentes. El total de los pesos de los materiales componentes dividido por la masa unitaria del hormigón fresco.
Representante Técnico de la Contratista Principal: Profesional matriculado que representa a la Contratista Principal, cuando la misma es una persona de existencia jurídica, o sí es de existencia visible no es un profesional habilitado.
Resiliencia: Trabajo de deformación elástica por unidad de volumen, de un material.

Resinas epoxi: Pólimero orgánico que constituye la base de un sistema de adherencia química usado en la preparación de revestimientos especiales, adhesivos para hormigón y ligante en morteros u hormigón con resina epoxi.
Resistencia a fatiga: Ver límite de fatiga.
Resistencia a la abrasión: Aptitud de una superficie expuesta de hormigón para resistir los efectos de desgaste por roce y fricción.
Resistencia a la compresión del hormigón: Tensión correspondiente a la carga máxima alcanzada durante el ensayo de compresión bajo una carga axil, referida al área de la sección inicial de la probeta. Se obtiene al ensayar una probeta de acuerdo con la norma IRAM 1546.
Resistencia a la tracción del acero: Tensión correspondiente a la carga máxima alcanzada durante el ensayo de tracción bajo una carga axil, referida al área de la sección inicial de la probeta.
Resistencia a la tracción por compresión diametral del hormigón: 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 al fuego: Propiedad de un material o de una estructura de resistir al fuego o protegerlo del mismo.
Resistencia característica: Para una clase de hormigón, es el valor estadístico de la resistencia que corresponde a la probabilidad de que el **90 %** de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor.
Resistencia característica a la tracción del acero: Valor estadístico de la resistencia a tracción del acero que corresponde a la probabilidad de que el **95 %** de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor.
Resistencia efectiva: 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. Ver también Probetas curadas en el campo.
Resistencia media: Media aritmética de los resultados de ensayos de resistencia de un conjunto de probetas, realizados a una misma edad.
Resistencia potencial: 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 temprana: Resistencia de un hormigón o de un mortero, que se desarrolla durante las primeras horas después de colocado el hormigón. Generalmente es la resistencia a una edad del hormigón igual o menor que **72 h**.
Resultado de un ensayo: Valor que se obtiene como promedio de las resistencias de como mínimo dos **(2)** probetas cilíndricas normales, moldeadas con la misma muestra de hormigón y ensayadas a la misma edad. Se deberá cumplir que la diferencia entre las resistencias extremas del grupo que conforman cada ensayo, sea menor del **15 %** de la resistencia media de las probetas que constituyen el grupo. Si dicho valor resultara mayor, se rechazará el ensayo correspondiente, y se investigarán los procedimientos de moldeo, curado y ensayo de las probetas, con el objeto de analizar si los mismos se están realizando en un todo de acuerdo con las normas. En el caso que el grupo esté constituido por tres **(3)** probetas, sí la diferencia entre las resistencias extremas es mayor del **15 %**, pero las resistencias de dos **(2)** de ellas difieren en menos del **10 %** con respecto de su resistencia promedio, puede descartarse el tercer resultado y aceptar el ensayo, tomando como resistencia del mismo al promedio de las dos aceptadas.

Retardador superficial: Retardador del tiempo de fraguado del cemento, que se aplica a la superficie de contacto de los encofrados con el hormigón o a la superficie de un hormigón recientemente colocado. Facilita la limpieza de las juntas de construcción y la ejecución de superficies que deben ser terminadas con el agregado grueso expuesto.

S

Saturación: Condición por la cual un agregado o un hormigón no puede retener ni absorber más líquido.
Saturación crítica: Mezcla a base de cemento o en un agregado, es la condición que describe el grado de llenado de los poros con agua congelable. Esta cantidad de agua es que afecta la respuesta del material a su congelamiento. Usualmente se toma como el **91 %**, a causa del aumento en volumen del **9 %** del agua cuando cambia de estado a hielo.
Saturado a superficie seca: Condición de una partícula de agregado o de otro sólido poroso cuando los vacíos permeables están llenos con agua y no existe agua en su superficie expuesta.
Seco a masa constante: Condición de una partícula de agregado o de otro sólido poroso cuando se la ha secado en un horno a una temperatura que generalmente varía entre **105 ºC** $\pm$ **5 ºC**, hasta que el peso de la misma sea prácticamente constante.
Segregación del agregado grueso: Tendencia del agregado grueso a separarse de un hormigón y acumularse en un determinado sitio, tal como ocurre cuando el hormigón se coloca desde gran altura con conductos cuyo extremo final no está confinado en la masa del hormigón, o cuando un hormigón muy fluido pasa de una cinta transportadora a otra o cuando el hormigón se coloca con bombas de alta presión y la cañería se coloca en forma vertical.
Segregación del hormigón fresco: Separación de los componentes del hormigón fresco en virtud de sus diferentes tamaños y pesos específicos, dando como resultado una heterogeneidad en las proporciones de la masa.
Selladores de junta: Material compresible que se usa para evitar la entrada de agua o materiales extraños a través de una junta.
Separación de nervios transversales en una barra de acero conformada: Distancia entre los planos ortogonales al eje de la barra que pasan por los puntos homólogos de dos nervios consecutivos de la misma fila.
Serie de tamices IRAM para hormigón: Serie o conjunto de tamices establecidos en la norma IRAM 1501-2/NM-ISO 565, Serie Suplementaria R 40/3. Está compuesta por los siguientes tamices de abertura cuadrada:**75 mm**; **63 mm**; **53 mm**; **37,5 mm**; **26,5 mm**; **19 mm**; **13,2 mm**; **9,5 mm**; **4,75 mm**; **2,36 mm**; **1,18 mm**; **0,600 mm**; **0,300 mm**; **0,150 mm**.
Shock térmico: Tratamiento que consiste en someter a un hormigón a temprana edad a un cambio brusco de temperatura, lo cual puede producir efectos deletéreos sobre el mismo.
SI (Sistema Internacional): Sistema Métrico Internacional actualmente vigente. Ver SIMELA.
SIMELA: Sistema Métrico Legal Argentino, Ley 19511/72.
Sistema de encofrados: Sistema total para soportar el hormigón fresco recién colocado. Incluye los moldes o revestimientos que están en contacto con el hormigón y sus elementos estructurales de sostén, los puntales, arriostramientos diagonales y horizontales y todos los accesorios metálicos de sujección necesarios.
Sobrecapa: Capa de hormigón o de mortero, que rara vez tiene un espesor mayor de **25 mm**, que se coloca sobre la superficie de una losa de hormigón deteriorada o fisurada,

intercalando un material de adherencia, tanto para restaurar la misma como para restablecer la función que previamente cumplía dicha superficie.
Sobrecarga accidental: Cualquier carga distribuida o concentrada, que pueda actuar en forma transitoria sobre un elemento estructural, sector de una estructura o de una estructura.
Sobrecarga accidental sobre un encofrado: Ver sobrecarga accidental. En general está conformada por el peso de los operarios y los equipos que trabajan sobre el encofrado, el peso de los caminos y materiales que puedan acopiarse en forma eventual sobre el encofrado y el impacto.
Sobrecarga útil: Ver definición en el Anexo al Capítulo 1 y en el ***Reglamento CIRSOC 101-2005. "Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras"***.
Sobrevibración: Uso excesivo de los vibradores durante la colocación del hormigón fresco, causando segregación, estratificación y exudación excesiva.
Soporte de barras: Elemento usado para sostener o colgar las armaduras en su posición para evitar su desplazamiento antes y durante el hormigonado.
Superficie específica: Suma de las áreas de las partículas de un material granular, contenidas en la unidad de masa. **(m^2/kg)**.

T

Tamaño máximo nominal de un agregado grueso: Abertura en milímetros de la malla cuadrada del menor tamiz IRAM que retiene como máximo el **5 %** del peso total del agregado seco a masa constante.
Tamaño nominal de abertura de un tamiz: Medida del lado de la abertura cuadrada, según se indica en la norma IRAM 1501-2/NM-ISO 565.
Tamiz: Placa o lámina, una malla de alambres o cualquier elemento similar, con aberturas de tamaño uniforme regularmente espaciadas, montada en un marco. Se usa para separar material granular según su tamaño.
Tamiz de abertura cuadrada: Formación plana de alambres de sección circular que, cruzándose perpendicularmente dejan entre sí aberturas cuadradas.
Tamizado: Separación de una muestra de material granular en distintas fracciones de partículas, que pasan por un tamiz de una cierta abertura y son retenidas por otro tamiz de abertura menor.
Tamizado en seco: Tamizado de un material granular en seco (sin la ayuda de un flujo de agua).
Tamizado húmedo: Tamizado de un material granular, efectuado con la ayuda de un flujo de agua.
Tensión: Ver definición en el Anexo al Capítulo 1.
Tensión característica de fluencia de un acero: Valor estadístico de la tensión de fluencia o de la tensión de fluencia convencional, que corresponde a la probabilidad que el **95 %** de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor.
Tensión correspondiente a un alargamiento permanente preestablecido: Tensión que corresponde a un alargamiento permanente (plástico) establecido. Es la que, después de retirada la carga, deja ese alargamiento permanente establecido. Su símbolo se completa con un subíndice con el valor establecido.
Tensión correspondiente a un alargamiento total preestablecido: Tensión que corresponde a un alargamiento total bajo carga (elástico + plástico) establecido. Su símbolo se completa con un subíndice con el valor establecido.
Tensión de fluencia de un acero: Ver límites de fluencia y convencional de fluencia.

Tensión de origen térmico: Tensión en una estructura o en un elemento estructural, inducida por diferenciales de temperatura.
Testigo de hormigón: Muestra cilíndrica de hormigón endurecido extraída de una estructura mediante una máquina extractora provista de broca con corona de diamamtes.
Tiempo de fraguado final: Tiempo transcurrido entre el contacto inicial del cemento y el agua de mezclado, y el momento en que el mortero del hormigón alcanza una resistencia a la penetración de **28,0 MPa**, en el ensayo de la norma IRAM 1662.
Tiempo de fraguado inicial: Tiempo transcurrido entre el contacto inicial del cemento y el agua de mezclado, y el momento en que el mortero del hormigón alcanza una resistencia a la penetración de **3,5 MPa**, en el ensayo de la norma IRAM 1662.
Tiempo de mezclado: Período durante el cual los materiales componentes de un pastón de hormigón se mezclan en una hormigonera o motohormigonera. Para hormigo-neras fijas, el tiempo de mezclado se establece en minutos desde la carga del último material hasta el comienzo de la descarga. Para motohormigoneras, el tiempo se establece en una total de minutos de mezclado a una velocidad de mezclado especificada o también expresando el tiempo en función del total de revoluciones a una velocidad de mezclado especificada.
Tolerancia: Rango de variación permitido para medir una dimensión especificada.
Tolva fija: Recipiente, en general de forma tronco–piramidal, usado para recibir y almacenar en forma temporaria una mezcla de hormigón fresco.
Tongada: Hormigón colocado entre dos juntas horizontales de construcción sucesivas. Generalmente, una tongada se compone de varias capas de menor espesor.
Trabajabilidad del hormigón fresco: Mayor o menor facilidad con que el hormigón fresco puede ser mezclado, transportado, colocado y terminado con una segregación mínima de sus componentes.

V

Valor promedio (x_m): Media aritmética de una serie de ensayos

$$x_m = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} x_i}{n}$$

Varilla: Elemento que se usa para compactar hormigón o mortero en los encofrados.
Varilla de compactación: Varilla de acero recta de sección transversal circular de diámetro igual o mayor que **16 mm** y **600 mm** de largo, que tiene uno de ambos extremos redondeado formando una punta semiesférica de igual diámetro que la varilla.
Varillado: Operación de compactar el hormigón fresco recién colocado por golpes o penetraciones repetidas, utilizando una varilla.
Velocidad de agitación: Velocidad de rotación del tambor de una motohormigonera o de un agitador, que se usa para mantener en agitación permanente un hormigón fresco durante su transporte.
Velocidad de exudación: Velocidad a la cual el agua es liberada por exudación por la pasta o el mortero.
Velocidad de mezclado: Velocidad de rotación del tambor de una motohormigonera u hormigonera cuando está mezclando un pastón, medida en un punto de la circunferencia de mayor diámetro, expresada en revoluciones por minuto **(rev/min).**
Velocidad de pulso: Velocidad de propagación de ondas de compresión o de otras características a través de un medio determinado.

Ventana: Abertura en los encofrados para limpiar deshecho que pueda haber caído en su interior, la cual se cierra antes de colocar el hormigón.
Veteado de arena: Veteado de agregado fino expuesto causado por exudación, que aparece en la superficie de los hormigones ejecutados con encofrado.
Vibrador: Equipo de compactación oscilante, que se usa para agitar el hormigón fresco con el objeto de eliminar los macro vacíos, incluyendo el aire naturalmente atrapado pero no el aire intencionalmente incorporado, y para producir un contacto íntimo con los encofrados y los materiales embebidos.
Vibrador externo: Vibrador que se aplica sobre: encofrados o moldes, y vigas o reglas para vibrado de superficie.
Vibrador interno o de inmersión: Vibrador constituido generalmente por una cabeza vibratoria de forma cilíndrica, que se introduce en la masa del hormigón fresco transmitiéndole directamente las vibraciones mecánicas.
Volumen absoluto: En el caso de los sólidos, el desplazamiento del volumen de agua producido por las partículas que lo componen. Incluye sus vacíos permeables e impermeables, pero excluyendo los espacios entre partículas.

PARTE 1. REQUISITOS GENERALES

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1.

CAMPO DE VALIDEZ, DOCUMENTACIÓN TÉCNICA Y DEFINICIONES

C 1.1.2.3. Ver el Comentario al artículo C 2.2.10.

C 1.1.2.4. Algunas estructuras especiales implican problemas particulares de diseño y construcción que no están comprendidas en el campo de validez de este Reglamento.

No obstante, muchas de las disposiciones que sí lo están, tales como la calidad del hormigón y los principios generales de diseño, son aplicables a estas estructuras especiales.

Hasta tanto el INTI-CIRSOC no redacte los reglamentos específicos para cada una de ellas, se recomienda consultar las publicaciones del American Concrete Institute que se detallan a continuación:

- ***Standard Practice for the Design and Construction of Casting-Place Reinforced Concrete Chimneys*** - Comité ACI 307 - Este documento proporciona requisitos para los materiales, el diseño y la construcción de chimeneas circulares de hormigón ejecutadas en obra, incluyendo las cargas recomendadas para el diseño y los métodos para determinar esfuerzos 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 proporciona los requisitos para los materiales, el diseño 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 diseño y la construcción basados en 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 proporciona recomendaciones para los materiales, el diseño 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 posiblidad 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 proporciona los requisitos mínimos para el diseño 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 diseño 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 proporciona 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.

En el caso de los pilotes, y hasta tanto el INTI-CIRSOC no desarrolle un Reglamento CIRSOC específico para fundaciones, se recomienda consultar:

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

- ***Design and Construction of Drilled Piers*** - Comité ACI 336 - Este documento especifica recomendaciones para el diseño y construcción de pilares de fundación de 0,75 m de diámetro o mayor, hormigonados directamente en la excavación realizada en el terreno.

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

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 y el hormigón desempeña la función estructural por lo que se debe diseñar 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).

C 1.1.4. 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.

C 1.2.3. Normas IRAM e IRAM-IAS

Se detallan las normas IRAM e IRAM-IAS que no están citadas en el texto de este 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.

IRAM 1505 Agregados. Análisis granulométrico.

IRAM 1509 Agregados para hormigones. Muestreo.

IRAM 1541 Hormigón de cemento pórtland. Hormigón fresco. Muestreo.

IRAM 1548 Agregados. Determinación de la densidad a granel y de los espacios vacíos.

IRAM 1553 Hormigón de cemento pórtland. Preparación de las bases de probetas cilíndricas y testigos cilíndricos, para ensayo de compresión.

IRAM 1569	Morteros y hormigones y sus componentes. Definiciones.
IRAM 1573	Hormigones y morteros Método de determinación de la calidad del agregado fino.
IRAM 1574	Hormigones. Método para la determinación del espesor de testigos y de la altura de probetas de hormigón endurecido.
IRAM 1596	Hormigones de cemento pórtland. Método de comparación, mediante la determinación de adherencia al acero en barras corrugadas.
IRAM 1612	Cemento pórtland. Determinación de la consistencia normal.
IRAM 1614	Cemento pórtland. Método de ensayo acelerado para pronosticar la resistencia a la compresión.
IRAM 1615	Cemento pórtland. Método de ensayo de falso fraguado.
IRAM 1616	Cemento pórtland. Determinación del contenido de compuestos en los cementos con una o más adiciones.
IRAM 1619:1999	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 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-silice. 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 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.

IRAM-IAS U 500-113	Barras de acero para armadura en estructuras de hormigón. Método de ensayo de fatiga.
IRAM-IAS U 500-114	Alambres, barras y cordones de acero para estructuras de hormigón pretensado. Método de ensayo de relajación isotérmica.
IRAM-IAS U 500-117	Alambres, barras, cordones y cables de acero para estructuras de hormigón pretensado. Método de ensayo de fatiga.
IRAM-IAS U 500-164	Soldadura. Calificación de procedimientos. Partes I y IV.
IRAM-IAS U 500-211-1	Barras y alambres de acero para armadura en estructuras de hormigón. Parte 1: Sistema de certificación.
IRAM-IAS U 500-211-2	Barras y alambres de acero para armadura en estructuras de hormigón. Parte 2: Inspección por entrega.
IRAM-IAS U 500-212-1	Mallas de alambres de acero soldados para armadura en estructuras de hormigón. Parte 1: Sistema de certificación
IRAM-IAS U 500-212-2	Mallas de alambres de acero soldados para armadura en estructuras de hormigón. Parte 2: Inspección por entrega.
IRAM-IAS U 500-246	Cordones de dos, tres o siete alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado. Método de ensayo de tracción a temperatura ambiente.
IRAM-IAS U 500-247-1	Alambres lisos y conformados, y cordones de dos, tres o siete alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado. Parte 1: Sistema de certificación.
IRAM-IAS U 500-247-2	Alambres lisos y conformados, y cordones de dos, tres o siete alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado. Parte 2: Inspección por entrega.
NM-COPANT 27	Aceros y fundiciones de hierro. Determinación del silicio total. Método gravimétrico.
NM-COPANT 1578	Aceros y fundiciones de hierro. Determinación del contenido de cromo. Método espectrofotométrico de la difenilcarbazida.
NM-COPANT 1579	Aceros y fundiciones de hierro. Determinación del contenido de manganeso. Método espectrofotométrico.
NM-COPANT 1580	Aceros y fundiciones de hierro. Determinación del contenido de fósforo. Método espectrofotométrico del fosfovanado-molibdato.

NM-COPANT 1581	Aceros y fundiciones de hierro. Determinación del contenido de azufre. Método titrimétrico después de la combustión.
ISO 4945	Acero. Determinación del contenido de nitrógeno. Método Espectográfico (Se ha solicitado a IRAM la redacción de un documento específico sobre este tema).

C 1.6. AYUDAS DE DISEÑO

Además de los Ejemplos de Aplicación del Reglamento CIRSOC 201-2005, publicados con acceso libre y gratuito en la página web: ***www.inti.gov.ar/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).*** Este documento contiene tablas y gráficos para el diseño por resistencia de columnas cargadas excéntricamente . Incluye ayudas de diseño para ser utilizadas en el cálculo de sistemas de losas en dos direcciones de hormigón armado. Contiene ayudas de diseño para la selección del espesor de las losas y de la armadura requerida para controlar las deformaciones y asegurar una resistencia a flexión y a corte adecuada.

- ***ACI Detailing Manual-2004 - Comité ACI 315 - Publicación SP 66 (2004).*** Este documento incluye a las publicaciones ACI 315-99 y al informe ACI 315R-04. Presenta métodos recomendados y especifica la forma de preparar y presentar planos de la estructura, detalles típicos y planos de colocación de las armaduras en estructuras de hormigón armado.

- ***Guide to Durable Concrete –ACI 201.2R-92- Comité ACI 201.*** Este documento, que se encuentra traducido en la página web: www.inti.gov.ar/cirsoc, contiene una descripción de las clases de deterioro que puede sufrir el hormigón y de los mecanismos asociados a dicho deterioro. Además especifica recomendaciones para los componentes del hormigón, consideraciones acerca de la calidad de las mezclas de hormigón, procedimientos constructivos y explicaciones acerca de la influencia del medio ambiente.

- ***Guide for the Design of Durable Parking Structures- ACI 362.1R-97 (actualizada en 2002). Comité ACI 362.*** Este documento presenta información práctica para el diseño por durabilidad de estructuras de estacionamiento de vehículos, como así también aspectos relacionados con la construcción y el mantenimiento de este tipo de estructuras.

- ***CRSI Handbook- Concrete Reinforcing Steel Institute- 9th Edition – 2002.*** Este documento contiene diseños tabulados de elementos estructurales y sistemas de losas. Incluye ejemplos de diseño que muestran los fundamentos y la forma de utilizar la información tabulada.

Contiene diseños de vigas, de columnas de sección cuadrada, rectangular y circular, losas en una dirección y sistemas de viguetas en una dirección. Las tablas de diseño de losas en dos direcciones incluyen placas planas ,losas planas, y sistemas reticulares. Los capítulos dedicados a fundaciones contienen tablas de diseño de zapatas cuadradas, zapatas con pilotes, pilas preexcavadas (caissons) y muros de contención en voladizo. Se presentan además recomendaciones para el control de la fisuración, el anclaje de la armadura y los empalmes por superposición.

- ***Reinforcing Anchorages and Splices- Concrete Reinforcing Steel Institute - 4th Edition- 1997.*** Este documento describe las prácticas aceptadas para empalmar las armaduras ya sea por superposición , soldadura o empalmes mecánicos.

- ***Structural Welded Wire Reinforcement - Manual of Standard Practice - Wire Reinforcement Institute- 6th Edition 2001.*** Esta publicación puede ser de utilidad para interpretar la bibliografía internacional sobre el tema, pero no para su utilización directa con el Reglamento CIRSOC 201-2005, dado que las mallas soldadas de acero que se utilizan en nuestro país son diferentes de las utilizadas en Estados Unidos. Este documento describe la utilización en Estados Unidos de las mallas soldadas de alambres de acero , como así también la nomenclatura utilizada.
  Incluye las propiedades y limitaciones de fabricación, como así también los últimos requisitos exigidos por el Código ACI 318, y las tablas con las longitudes de anclaje y de empalme por superposición correspondientes.

- ***Structural Welded Wire Reinforcement Detailing Manual-Wire Reinforcement Institute-1994-Actualización adicional.*** Esta publicación puede ser de utilidad para interpretar la bibliografía internacional sobre el tema pero no para su utilización directa con el Reglamento CIRSOC 201-2005, dado que las mallas soldadas de acero que se utilizan en nuestra país son diferentes a las utilizadas en Estados Unidos.
  Este manual, además de incluir los requisitos del Código ACI 318 y ayudas de diseño, contiene instrucciones detalladas para la utilización de mallas de acero soldadas en losas armadas en una y dos direcciones, en elementos prefabricados y pretensados, en columnas y vigas, en muros hormigonados in situ y en losas sobre el terreno. Además contiene tablas que comparan áreas de armadura y separaciones de alambres soldados de acero con barras y alambres individuales utilizados como armadura.

- ***Strength Design of Reinforced Concrete Columns- Pórtland Cement Association- 1978.*** Este documento incluye tablas de diseño por resistencia de columnas en términos de carga axial versus momentos, para resistencias del hormigón de 35 MPa y acero para armadura de 420 MPa.
  Se hace notar que estas tablas NO incorporan el factor de reducción de resistencia ϕ en los valores tabulados, por lo que se debe emplear M_u/ϕ y P_u/ϕ cuando se utilice este manual.

- ***PCI Design Handbook- Precast and Prestressed Concrete Chicago – 5th Edition- 1999***. Este documento incluye tablas de elementos prefabricados y pretensados , de utilización habitual en Estados Unidos, procedimientos de diseño, ayudas de diseño y ejemplos.

- ***Design and Tipical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete-Precast/Prestressed Concrete Institute –Chicago- 2nd Edition- 1988.*** Este documento presenta la información disponible para el diseño de uniones tanto para elementos estructurales como arquitectónicos, incorporando una gran cantidad de ejemplos de detalles de uniones habitualmente utilizados en Estados Unidos.

- ***PTI Post Tensioning Manual - Post Tensioning Institute-5th Edition.*** Este documento incluye una amplia gama de sistemas de potesado, especificaciones técnicas, ayudas de diseño y detalles constructivos.

COMENTARIOS AL ANEXO AL CAPITULO 1

DEFINICIONES

Las definiciones del ***Anexo al Capítulo 1*** tienen por finalidad establecer el significado que se debe dar a los términos utilizados en este Reglamento, dado que no siempre se corresponden exactamente con la terminología habitual o con la que se utilizó en la primera generación de ***Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC*** en los años 1982/1983.

A

Altura útil:

Se hace notar que en este Reglamento se designa con la letra ***d*** a la ***altura útil*** de la sección y con la letra ***h*** a la ***altura total*** de la misma. Esta aclaración se considera importante, puesto que se trata de una simbología exactamente inversa a la utilizada por los reglamentos anteriores utilizados en el país.

Armadura:

La ***armadura conformada*** se define como aquella que cumple con las especificaciones dadas para barras y alambres de acero para armaduras, en el artículo 3.6.1., y para mallas de alambres de acero soldados, en el artículo 3.6.2.

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.

C

Cargas:

En el Anexo se establecen 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 útil*** se refieren a las cargas sin mayorar (***cargas de servicio***) definidas o especificadas en el Reglamento ***CIRSOC 101-2005***. 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, como por ejemplo, en el artículo 9.5.

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, especificados en el artículo 9.2., para obtener la resistencia requerida. La terminología ***carga mayorada***, que fue adoptada inicialmente en la edición del Código ACI 318 del año 1977, tal como se la utiliza en este Reglamento, aclara cuándo se aplican los ***factores de carga*** a una carga particular, momento, esfuerzo de corte, etc.

D

Dispositivos básicos de anclaje:

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 especial de anclaje:

En el Código ACI 318-02/05 se define como tal a cualquier dispositivo (para uno o varios cables) que no cumple con las tensiones de apoyo especificadas en los documentos del *Post Tensioning Institute* (PTI) o de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), o de otros documentos internacionales de reconocido prestigio, ni con los requisitos de rigidez cuando estos son aplicables.

Además se exige que estos dispositivos sean utilizados sólo cuando se haya demostrado experimentalmente que cumplen con los requisitos especificados en el documento *AASHTO "Standard Specification for Highway Bridges", Division II*, artículo 10.2.3.2.

Por esta razón y hasta tanto el CIRSOC pueda redactar un documento específico y el IRAM desarrollar la norma de ensayo correspondiente, se ha decidido incorporar a este Reglamento las especificaciones AASHTO como artículo 18.15.1.5.1.

E

Elementos solicitados a compresión:

La expresión ***elemento sometido a compresión*** se utiliza en este Reglamento para definir cualquier elemento en el cual el esfuerzo principal es el de compresión longitudinal. Tal elemento no necesita ser vertical sino que puede tener cualquier dirección en el espacio. Los tabiques portantes, las columnas y los pedestales, también están comprendidos bajo la designación de ***elementos solicitados a compresión***.

La diferencia entre columnas y tabiques, en este Reglamento, se basa en su uso principal más que en la relación arbitraria de altura y dimensiones de la sección transversal. Sin embargo, este Reglamento permite que los tabiques se diseñen utilizando los principios establecidos para el diseño de columnas (ver el artículo 14.4.), así como con el método empírico (ver el artículo 14.5.).

Un tabique siempre separa o cierra espacios y también se puede utilizar para resistir fuerzas horizontales, verticales o de flexión. Por ejemplo, un muro de contención o un muro de fundación también soportan combinaciones de cargas de diverso tipo.

Una columna normalmente se utiliza como elemento vertical principal que soporta cargas axiales combinadas con flexión y esfuerzo de corte; sin embargo, también puede formar una pequeña parte de un recinto o de una separación.

Estribos:

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.

H

Hormigón:

En este reglamento se define al ***hormigón estructural simple*** como aquel que no tiene armadura o tiene menos armadura que la cantidad mínima especificada para el hormigón armado.

Aún cuando se encuentra suficientemente difundida la designación de Hormigón Estructural para el material que comprende al hormigón simple, al hormigón armado y al hormigón pretensado; en este Reglamento se ha definido al ***hormigón armado*** de manera que incluya al ***hormigón pretensado***. Aunque el comportamiento de un elemento de

hormigón pretensado con cables no adherentes puede variar con relación al de los elementos con cables 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.

R

Resistencia nominal:

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).

Resistencia de diseño:

La ***resistencia de diseño*** 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 requerida:

La ***resistencia requerida*** para carga axial, momento y esfuerzo de corte, que se emplean para dimensionar los elementos estructurales, son mencionadas como cargas axiales ***mayoradas***, momentos ***mayorados*** y esfuerzos de corte ***mayorados***, o como cargas axiales, momentos y esfuerzos de corte ***requeridos***. Los ***efectos de las cargas mayoradas*** se determinan a partir de las fuerzas y cargas mayoradas, aplicadas en las combinaciones de carga como las establecidas en este Reglamento. Ver el artículo 9.2.

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 diseño $\geq$ 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 9 se pueden consultar explicaciones adicionales sobre los conceptos y la simbología utilizada para el ***Diseño por Resistencia Ultima***.

Con respecto al término resistencia requerida cabe aclarar que ***requerida*** se utiliza como sinónimo de ***necesaria*** para armonizar su designación con los países latinoamericanos que han adoptado también el Código ACI 318-02/05.

Z

Zona de anclaje:

Los términos “delante” y “detrás” utilizados en la definición del Anexo 1 se esclarecen en la Figura 18.13.1.b).

PARTE 2 - ESPECIFICACIONES RELATIVAS A LOS MATERIALES Y HORMIGONES

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 2.

ESPECIFICACIONES POR RESISTENCIA Y DURABILIDAD

C 2.1. REQUISITOS GENERALES

C 2.1.1. ***Este Reglamento no incluye a las estructuras que estarán sometidas a condiciones muy severas de exposición, como ácidos o muy altas temperaturas***. Tampoco tiene especificaciones para estructuras donde los aspectos estéticos sean prioritarios, como es el caso de las texturas superficiales. Las situaciones descriptas y otras encuadradas en las mismas temáticas, deben ser objeto de especificaciones particulares a incluir en los Documentos del Proyecto.

C 2.1.2. Este Reglamento mantiene la forma del Reglamento ***CIRSOC 201 M "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado para Obras Privadas Municipales"***, pero se ha invertido la prelación de las ***exigencias de durabilidad***. La idea de este Reglamento es coincidente con la del **Código** ***ACI 318-02/05*** y con la de otros códigos de referencia en el ámbito internacional, en el sentido de que los aspectos vinculados con la ***vida en servicio*** deben ser considerados como ***acciones que actúan sobre la estructura***. Consecuentemente, ***las mismas deben ser tenidas en cuenta desde el inicio del diseño de la estructura***. Asimismo, es conveniente que la calidad del hormigón elegida a los efectos resistentes sea igual o mayor que la necesaria por razones de durabilidad.

C 2.2. REQUISITOS POR DURABILIDAD

C 2.2.1.3. ***Se entiende por vida útil en servicio de una estructura al período de tiempo a partir de su construcción, durante el cual debe mantener las condiciones aceptables de seguridad, funcionalidad o aptitud en servicio y aspecto estético, sin gastos de mantenimiento no previstos.***

La vida útil en servicio es una magnitud que debe ser fijada por el propietario de la obra, antes del inicio del proyecto. Cuando ello no se establezca expresamente, este Reglamento asume por defecto que la vida útil en servicio es de 50 años.

C 2.2.1.5. La posibilidad de proyectar para vida útil en servicio ***menor que 50 años*** ha sido prevista en este Reglamento ***exclusivamente para obras destinadas a explotaciones industriales*** que, por su naturaleza, tengan un período de actividad reducido, como es el caso, en particular, de algunas explotaciones mineras.

C 2.2.2.1. Este Reglamento requiere que los documentos del Proyecto incluyan un ***manual de mantenimiento de la estructura***. En el mismo se debe 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 la vida útil de proyecto***.

C 2.2.2.4. Este Reglamento requiere 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. La bibliografía sobre este tema, en particular la más reciente, indica claramente que ***la fisuración del hormigón reduce la vida útil 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 exposiciones. Este tema se considera también en el artículo 2.2.10. de este Reglamento.

C 2.2.3. Requisitos de ejecución

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, habida cuenta de que la porosidad y la permeabilidad del hormigón del recubrimiento dependen de la eficiencia del curado, y que aquellas propiedades tienen influencia prioritaria en los procesos de corrosión de las armaduras y otros mecanismos de degradación del hormigón.

C 2.2.4. Clasificación del medio ambiente

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 los reglamentos de referencia y ha sido utilizado en el Reglamento ***CIRSOC 201 M "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado para Obras Privadas Municipales" (1996)***. Asimismo, ello es coherente con lo expresado en el comentario al artículo 2.1.2., 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.

El ***Código ACI 318-05*** no clasifica en forma explícita a los medio ambientes, sino que en forma implícita los incorpora a los requisitos de protección indicados para resistir las acciones producidas por diferentes medios ambientes. En el ***Código ACI 318-05***, se indican requisitos para resistir acciones provenientes de ***siete (7) medio ambientes diferentes: contacto con agua, temperatura de congelamiento y deshielo, y ataque por sulfatos. A ello deben sumarse 2 acciones correspondientes al medio marino, indicadas en el ACI 201 "Durability of Concrete in Service"***.

En la ***Tabla 2.1*** se indican las ***clases generales de exposición que producen degradación de las estructuras por corrosión de sus armaduras***. Por razones obvias, la Tabla comienza por la exposición ***A1*** correspondiente a un medio no agresivo. Los medios agresivos corresponden a corrosión de armaduras por carbonatación del hormigón y a corrosión por cloruros.

La ***Tabla 2.2*** comprende los ***ambientes con clases específicas de exposición, que producen la degradación de la estructura por fenómenos distintos de la corrosión de armaduras. Incluye las 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 un conjunto de elementos estructurales estará sometido a una clase general de exposición (***Tabla 2.1***) y a ninguna o a una clase específica de exposición.

C 2.2.5. Sustancias agresivas al hormigón contenidas en aguas y suelos en contacto con las estructuras

Además de lo indicado en este Reglamento, se recomienda prestar atención a lo siguiente:

a) ***Cuando el medio en contacto con las estructuras tenga, simultáneamente, un elevado contenido de sulfatos y de cloruros***, puede no ser conveniente utilizar cemento con muy bajo contenido de aluminato tricálcico. En estos casos se aconseja realizar estudios especiales.

b) ***Cuando el medio en contacto con las estructuras tenga simultáneamente el contenido de sulfatos y de magnesio correspondiente a agresividad fuerte o muy fuerte***, puede no ser conveniente utilizar cemento con elevado contenido de adiciones minerales. En este caso se aconseja realizar estudios especiales.

c) ***Se aconseja proteger las superficies expuestas a ciclos de mojado con soluciones concentradas de sulfatos y posterior secado, en aire o en suelos muy permeables*** que faciliten la evaporación del agua, utilizando una membrana exterior.

d) ***En climas fríos, con temperaturas inferiores a 5 ^{o}C*** y en contacto con sulfatos, no se recomienda el uso de cemento con filler calcáreo o agregados calcáreos.

C 2.2.5.2. Este Reglamento ha incorporado la exigencia de que los ***materiales cementicios resistentes a los sulfatos deben tener una expansión máxima al ser ensayados de acuerdo con las especificaciones de la Disposición CIRSOC 1-2005***. Esta exigencia se basa en los antecedentes de las Norma ASTM C1012-2004, las exigencias del Código ACI 318-05 y las recomendaciones del documento ACI 201.2R-01 "Guide to Durable Concrete".

Este requisito surgió durante la discusión pública como una necesidad de los consumidores y de algunos laboratorios representantes de los intereses generales de la sociedad, de poder verificar las ***características sulfato-resistente del cemento***.

Sin perjuicio de la anterior, se hace notar que el ensayo propuesto en la Disposición CIRSOC 1-2005 demanda ***un año*** para su ejecución, por lo que este Reglamento recomienda que su aplicación sea planteada dentro del ***sistema de calidad de las plantas productoras de cemento***. A su vez, los consumidores disponen de una herramienta para plantear condiciones de auditoría en sus contratos de provisión del suministro.

Asimismo, este Reglamento exime del cumplimiento de la Disposición CIRSOC 1-2005 a los ***cementos CPN que tengan menos de 5 % de adiciones minerales***. En estos casos, el ensayo físico de expansión según la mencionada Disposición CIRSOC fue reemplazado por exigencias de contenidos máximos de aluminato tricálcico, aluminoferrito tetracálcico, aluminoferrito tetracálcico y ferrito dicálcico, según corresponda, basadas en la composición potencial según Bogue. A este respecto se deben plantear algunas aclaraciones.

En un planteo riguroso, la ***presencia de adiciones minerales invalida la aplicación de las fórmulas de Bogue***. No obstante, el error que se comete con su aplicación cuando se utiliza ***cemento CPN con menos de 5 %*** de adición no es significativo para la durabilidad de la estructura siempre que se cumplan todos los demás requisitos establecidos en este Reglamento.

Lo expresado anteriormente puede ***no ser válido en los ambientes M2, donde se requiera cemento MRS***. En estos casos, la presencia de escoria puede no ser significativa para afectar la capacidad sulfato resistente, pero si reducir el ligamiento de los iones cloruro y consecuentemente aumentar la velocidad de corrosión de las armaduras. En estos casos se requiere especial atención del Director del Proyecto.

C 2.2.7. Contenidos máximos de cloruros en el hormigón

Con los estudios preliminares de los materiales se puede estimar el contenido total de cloruros que tendrá el hormigón endurecido, como sumatoria del aporte de sus materiales componentes en el hormigón fresco. Esta estimación no sustituye la determinación según norma ***IRAM 1857*** y será diferente al contenido de cloruros obtenido con la mencionada norma ***IRAM 1857***, ya que dicha estimación no tiene en cuenta los cloruros que se fijan en el proceso de hidratación del cemento. Dicha diferencia depende del contenido y tipo de cemento utilizado, por lo que no se puede indicar una equivalencia generalizada.

C 2.2.9. Reacción álcali-sílice

Se han modificado los ***criterios de evaluación de la reactividad potencial álcali-sílice*** contenida en el ***CIRSOC 201-1982*** y en la normativa ***IRAM***. Los criterios y métodos de evaluación aquí introducidos siguen los conocimientos más actuales en el ámbito internacional, la experiencia local y en particular, la ***Guide Specification For Concrete Subject To Alkali-Silica Reaction, desarrollada por la Portland Cement Association de U.S.A.***

La utilización de los métodos para la evaluación se ilustra en el diagrama de flujo de la Figura 2.2.9.

C 2.2.9.2. En el análisis de la posibilidad de que ocurra **RAS** con un determinado conjunto de materiales, ***este Reglamento da prioridad a la información resultante de la observación de obras en servicio***. Este es un criterio que se está generalizando para el análisis de todos los problemas de durabilidad de materiales.

Se debe tener presente que los ensayos disponibles e incluidos en este Reglamento para determinar la posibilidad de que ocurra ***RAS*** son de dos tipos: ***acelerados o de larga duración***. Los primeros siempre son muy exigentes y pueden conducir a soluciones demasiado conservadoras. Los ensayos lentos, por su parte, requieren tiempos de ejecución generalmente superiores a los disponibles para la toma de decisión en la mayoría de los proyectos.

La utilización de la experiencia de obras en servicio da una valoración mas ajustada a la realidad y su uso progresivo permitirá ir generando un banco de datos que facilite dicha tarea en el futuro.

C 2.2.9.3. La ***evaluación de estructuras según la norma IRAM 1874-2:2004*** puede ser de difícil aplicación en las condiciones actuales de la industria de la construcción de obras de hormigón, por la escasa disponibilidad de bancos de datos. No obstante, el CIRSOC ***considera importante la inclusión de esta herramienta de decisión como una forma de alentar la conservación de los datos de obras nuevas para ser utilizados en el futuro para evaluar el comportamiento en servicio de las que hoy son nuevas estructuras.***

C 2.2.9.5. ***Algunos minerales no son fácilmente identificables***. En esos casos, el análisis petrográfico debe incluir alguna de las siguientes técnicas, según sea la identificación del mineral sobre el cuál existan dudas:

- La ***observación microscópica*** en cortes delgados de los minerales presentes.
- La ***difracción de rayos X*** cuando sea necesario identificar arcillas incluidas en rocas basálticas.
- La ***medición del ángulo de extinción ondulante*** y el ***tamaño de grano***, cuando se detecte la presencia de cuarzo tensionado, microfracturado o microcristalino.

Para identificar ***la presencia de ópalo en calcedonia o como cementante de rocas sedimentarias***, se recomienda la observación microscópica en cortes delgados.

En presencia de cuarzo tensionado, microfracturado o ***microcristalino***, es conveniente realizar la medición del ángulo de extinción ondulante y del tamaño de grano. La información disponible permite considerar que cuando el ángulo de extinción ondulante es igual o menor que ***12º*** o el tamaño de grano es igual o mayor que ***0,300 mm***, la roca granítica puede considerarse no reactiva con los álcalis.

C 2.2.9.8. ***Se incluyó a la adición de inhibidores químicos al hormigón en cantidad suficiente como alternativa de solución para evitar que se produzcan expansiones perjudiciales por RAS***.

Se conocen experiencias que indican que la adición de compuestos de litio pueden ser efectiva para reducir la RAS. Existen distintos compuestos químicos a base de litio, cuya eficiencia es también diferente. La aptitud de estos productos se debe comprobar en cada aplicación, con el conjunto de materiales de obra. A este efecto, es de aplicación el método de ensayo de la norma ***IRAM 1700***.

C 2.2.10. Algunos ***ambientes con agresividad química severa***, especialmente los que contienen ***cloruros provenientes del medio marino o de otras fuentes***, pueden producir la corrosión de las armaduras de acero. Para prevenir esta corrosión y lograr la vida útil de proyecto, este Reglamento ha establecido ***prescripciones que no incluyen la utilización de barras, alambres y mallas soldadas de acero para armaduras, recubiertas con resina epoxi***, las que serán objeto de un documento CIRSOC específico.

Este tipo de recubrimiento se logra fijando partículas muy finas de resina epoxi por medios electroestáticos, en planta industrial. El uso de estas barras se viene haciendo en otros países desde hace 30 años. El American Concrete Institute, Manual of Concrete Practice, Committee Report ACI 222R-96, las menciona como una protección posible de utilizar para evitar la corrosión del acero. No obstante, dicho informe advierte sobre los daños al revestimiento que se pueden producir durante el transporte y el manipuleo de las barras y alambres en obra. Esos daños pueden provocar la corrosión de la barra.

Actualmente, la eficacia del revestimiento epoxi de las barras de acero para prevenir la corrosión en medios agresivos no tiene consenso. En Estados Unidos la principal agencia federal (FHWA) permite su uso, pero el Departamento de Transportes de Florida (FDOT) no las admite.

Se conoce que fallas, aún pequeñas, pueden ser muy dañinas. Se ha registrado corrosión de armaduras revestidas con epoxi en estructuras sometidas a ambiente marino y existen numerosas investigaciones que confirman dicho comportamiento. Un trabajo reciente publicado en el ACI Materials Journal de julio-agosto 2004, muestra que en ensayos de laboratorio de 2600 días de duración, barras con el 1 % de su protección superficial dañada tuvieron corrosión activa.

Aún en el caso de poder utilizar un producto de alta calidad industrial, con muy baja probabilidad de ocurrencia de defectos en el revestimiento y con una mano de obra calificada que evite dañar los recubrimientos durante el transporte y la colocación de las barras, todavía no se dispone de suficiente evidencia con respecto a que la adherencia entre el epoxi y el acero se mantendrá en condiciones de alta humedad por un período que puede ser de muchas decenas de años. En los puentes de los Keys de la Florida, Estados Unidos, la adherencia no se mantuvo.

Por otra parte, en nuestro país no existe producción industrial de barras de acero con revestimiento electroestático de epoxi, no existen antecedentes de su inclusión en los reglamentos de seguridad ni normas que establezcan las características de las barras, razón por la cual se hace necesario desarrollar las normas IRAM o IRAM-IAS específicas antes de redactar el correspondiente documento CIRSOC.

C 2.2.11. Penetración de agua

El ***requisito de succión capilar*** ha sido especificado con el método de la Norma IRAM 1871:2004. Esta norma fue discutida durante dos años en el Subcomité de Hormigones de IRAM y ajustada luego de un Programa de Ensayos Interlaboratorios coordinado por el mencionado Subcomité.

El método de ensayo IRAM 1871:2004 requiere un instrumental sencillo y su ejecución es simple. Pero los resultados son muy sensibles al contenido de humedad de la probeta en el momento de iniciarlo y al cuidado con que se realicen las mediciones de succión. Por esa razón, en el CIRSOC se optó por establecer un único valor límite que excluye a los hormigones claramente (indiscutidamente) deficientes para resistir las acciones para las que está especificado, pero que ***no rechazará los hormigones que cumplen con los demás requisitos establecidos en este Reglamento***, aún con las desviaciones propias del ensayo en las condiciones actuales de la norma y del ajuste de su ejecución en los distintos laboratorios.

Por otra parte, en el seno del CIRSOC se formó un grupo de trabajo con la misión de continuar el estudio y ajuste del método, realizar programas de ensayos interlaboratorios para definir valores límites admisibles y presentar un informe antes del 31 de diciembre de 2006 con una propuesta sobre el método y los límites a establecer para las distintas condiciones de exposición. Dicho informe servirá de base para modificar o ratificar este artículo antes de julio de 2007.

C 2.3. RESISTENCIA DE LOS HORMIGONES

C 2.3.1.1. ***La resistencia especificada también se conoce como resistencia característica de rotura a la compresión. En este Reglamento corresponde al cuantil del 10 % en la distribución de resistencia a compresión del hormigón colocado en una obra (es el valor estadístico de la resistencia, que corresponde a la probabilidad de que el 90 % de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor)***.

La resistencia especificada o resistencia característica de rotura a compresión es una medida estadística de la **resistencia potencial** del hormigón colocado en la estructura, que puede ser alcanzada a la edad de diseño bajo condiciones de curado normalizadas.

Se hace notar que, para un mismo hormigón, la resistencia especificada según este Reglamento ***(cuantil 10 %)*** es entre ***3 MPa*** y ***5 MPa*** mayor que el valor de resistencia característica definida según la versión ***CIRSOC 201-1982*** **(cuantil 5 %)**. Como ejemplo un **H-17** del ***CIRSOC 201-1982*** equivale a un **H-20** o mayor del presente ***Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón***.

C 2.3.3. Edades de diseño

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.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3.

MATERIALES

C 3.1. CEMENTOS

C 3.1.2. Requisitos especiales

a) En forma experimental se ha determinado que ***en un cemento existe una buena correlación entre su contenido de aluminato tricálcico (C_3A) y la alúmina generada en la fase alúmino-ferrítica del cemento y su resistencia a los sulfatos***.

   Por esta causa, la norma para los cementos a usar en la elaboración de hormigones expuestos a un ataque externo por sulfatos solubles contenidos en los suelos y/o aguas de contacto, limitan su contenido de aluminato tricálcico ***(C_3A)*** y la suma del ferroaluminato tetracálcico más el aluminato tricálcico.

   - ***Cemento altamente resistente a los sulfatos***. Norma ***IRAM 50001:2000 - Tabla 3.*** Limita el contenido de aluminato tricálcico ***(C_3A)*** a cuatro g/100g ***(4 g/100g)***, y la suma del ferroaluminato tetracálcico más el aluminato tricálcico a veintidós g/100g ***(22 g/100g)***, para el cemento pórtland normal ***(CPN)*** y en el clínquer para otros cementos.

   - ***Cemento moderadamente resistente a los sulfatos***. Norma ***IRAM 50001:2000 - Tabla 4.*** Limita el aluminato tricálcico **(C_3A)** al ***8 %***, para el cemento pórtland normal ***(CPN)***.

b) ***Los cementos*** **aportan habitualmente un contenido de cloruros muy bajo**. La norma **IRAM 50000:2000** establece un límite de cloruros de ***0,10 %.*** (Ver el artículo 2.2.7. y sus Comentarios).

C 3.2. AGREGADOS

C 3.2.2. Requisitos generales

Siempre que sea posible se recomienda utilizar agregados que cumplan con los requisitos especificados por las normas IRAM y por este Reglamento.

No siempre se consiguen en forma económica agregados que cumplan estrictamente con los requisitos establecidos por las normas IRAM y los Reglamentos. Sin embargo, en ciertas circunstancias, hormigones elaborados con materiales que no cumplían estrictamente con las especificaciones, tuvieron un comportamiento satisfactorio a lo largo de su vida útil.

Se recomienda que cuando sea imprescindible usar agregados que no cumplan estrictamente con los requisitos de las normas IRAM, se demuestre previamente con evidencias reales, que los mismos se usaron a lo largo del tiempo para elaborar hormigones similares con resultados finales satisfactorios. De cualquier manera, se debe tener en cuenta que este hecho no garantiza una buena perfomance del mismo agregado si este se usa en otras condiciones y/o en otros lugares en los que se usó en el pasado.

C 3.2.3.3. y **C 3.2.4.3**. ***Las sales, las arcillas u otras películas que pueden estar adheridas a las partículas de los agregados disminuyen su adherencia con la pasta de cemento y deben ser removidas por lavado durante el procesamiento del agregado***. Este proceso de lavado es imprescindible para cantos rodados extraídos de yacimientos naturales que contienen arcillas y para los agregados obtenidos de canteras de rocas diaclasadas o de escoria de alto horno. Cabe destacar que, en algunas rocas sedimentarias que se encuentran mezcladas con arcillas o pizarras, se requiere de un enérgico lavado para remover estos materiales deletéreos.

Mundialmente las normas y especificaciones establecen límites para el material fino que pasa el tamiz de 75 µm (Nº 200). Estos límites son menos restrictivos cuando el material fino es polvo que proviene fundamentalmente de las operaciones de trituración del agregado, permitiendo en algunos casos no incluir un proceso de lavado durante la producción de piedra triturada o escoria de alto horno, salvo que el comprador imponga su lavado.

Algunas normas establecen para el agregado grueso, un límite variable entre **0,25 %** y **0,50 %** para el material fino que pasa el tamiz de **75 µm (Nº 200)**, el cual es más restrictivo que el establecido por la norma ***IRAM 1531*** y este ***Reglamento***. Cuando se manipulea y transporta el agregado grueso triturado se genera polvo, que aumenta levemente la cantidad de material que pasa el tamiz **75 µm (Nº 200)**. Como consecuencia, estos límites tan restrictivos son difíciles de cumplimentar sin un relavado del agregado y en general se especifican para trabajos especiales, en donde es necesario usar hormigones de muy alta resistencia o performance.

Tablas 3.4. y 3.6. Se recomienda analizar todos los agregados que se extraen de yacimientos marítimos o de yacimientos donde los agregados estén en contacto directo con agua de napa contaminada con cloruros, con el objeto de determinar su contenido de sales de cloro. Se debe tener en cuenta que pequeñas cantidades de sales de cloro en los agregados pueden originar niveles de cloruros en el hormigón que excedan los límites permisibles especificados, (ver el Capítulo 2). A modo de ejemplo, si un metro cúbico de hormigón contiene ***800 kg*** de un agregado fino que aporta ***0,06 %*** de cloruros y ***260 kg*** de cemento, da como resultado un contenido de cloruros del ***0,2 %*** en el hormigón, referido al peso de cemento.

C 3.2.4.2.c). ***El tamaño máximo nominal del agregado grueso*** se limita para asegurar que el hormigón pueda ser colocado entre las armaduras sin segregación y para minimizar la formación de oquedades y nidos de abeja en la masa del hormigón. El responsable de la obra ***puede aumentar el tamaño máximo nominal del agregado grueso especificado*** por este Reglamento, si la trabajabilidad y el método de compactación a usar garantizan que el hormigón se coloque ***sin segregación*** y sin que se generen oquedades o nidos de abeja en su masa.

Se recomienda también que el tamaño máximo nominal del agregado grueso sea igual o menor que 3/4 del mínimo recubrimiento libre de las armaduras.

C 3.2.4.6. La forma de las partículas de un agregado es una característica muy difícil de definir y de especificar. Las normas especifican criterios, los cuales en general se fundamentan en dos **(2)** modalidades básicas:

a) Definir dos **(2)** formas de partículas, achatadas o elongadas, en función de la relación entre la longitud, el ancho y el espesor de un prisma rectangular circunscripto a la partícula. La cantidad de cada una de las formas que contiene una determinada muestra representativa de agregado grueso, se determina separando visualmente cada una de ellas y determinando los respectivos porcentajes en peso sobre el total de la muestra ensayada.

b) Definir la cubicidad de las partículas, que es una característica de la forma de las mismas que cumplen con la condición de que sus tres dimensiones sean prácticamente iguales.

Este Reglamento ha optado por especificar el criterio a).

C 3.2.5. Acopio y manipuleo de agregados

Cuando los agregados se manipulan en exceso o en forma incorrecta se pueden originar cuatro (4) problemas fundamentales, que afectan posteriormente las propiedades del hormigón:

- ***Segregación.*** Afecta la granulometría del agregado.
- ***Contaminación.*** Inclusión inadvertida en los agregados de materiales finos y deletéreos.
- ***Heterogeneidad en su contenido de humedad superficial.*** Afecta la producción de hormigones uniformes.
- ***Degradación***. Produce un mayor contenido de finos.

A continuación se resumen las recomendaciones principales a tener en cuenta para minimizar los efectos de estos problemas:

1. La ***segregación se puede minimizar*** acopiando e introduciendo a la mezcladora los agregados por fracciones separadas, en función de su tamaño máximo nominal.
2. ***Reducir a un mínimo en cada fracción de agregado, la cantidad de material inferior al tamiz mínimo especificado para la misma***. Cuando la degradación del agregado es importante, para eliminar dicho material puede ser necesario retamizar el agregado en la planta de elaboración de hormigón.

3. ***Controlar permanentemente el agregado fino para evitar variaciones de su granulometría***, humedad superficial y material fino que pasa el ***tamiz IRAM*** de ***75 µm (Nº 200)***. Por ejemplo, una variación excesiva en el contenido de material fino que pasa el ***tamiz IRAM*** de ***75 µm (Nº 200)***, origina en el hormigón problemas tales como aumento en el requerimiento de agua para una misma trabajabilidad, aumento de su velocidad de aumento de consistencia, disminución de su resistencia y aumento de su contracción por secado.

4. Cuando se use una mezcla de dos **(2)** o más arenas, las mismas se deben ***acopiar e introducir por separado en la mezcladora***.

5. **Se recomienda acopiar los agregados en forma de tronco de pirámide truncada**. Se debe evitar acopiar los agregados en pilas de forma cónica o de cualquier otra manera que genere pendientes que ayuden a la segregación de los mismos por deslizamiento de las partículas de mayor tamaño.

6. ***Evitar que sobre los acopios circulen camiones***, o que los agregados sean manipulados utilizando topadoras sobre orugas o cargadores frontales sobre orugas o con ruedas del tipo patas de cabra, puesto que pueden causar la degradación o contaminación de los agregados acopiados.

7. ***Establecer una metodología de acopio para los agregados***, que permita lograr estabilizar su contenido de humedad superficial. La estabilidad del contenido de humedad de un agregado depende de su granulometría, forma y textura superficial de las partículas y de las técnicas usadas para su acopio y drenaje. Se recomienda que todos los agregados que fueron extraídos húmedos de los yacimientos o que sufrieron un proceso de lavado, sean acopiados por separado para que drenen, previamente a ser usados en la elaboración del hormigón. Los agregados bien graduados, de partículas redondeadas y de textura suave, acopiados en un lugar que tenga un buen drenaje, pueden estabilizar su humedad superficial durante un período del orden de ***12 h*** . Los agregados mal graduados, de partículas angulosas y achatadas y de textura rugosa, acopiados en un lugar donde se cuente con un drenaje deficiente, pueden estabilizar su humedad superficial en el orden de una **(1)** semana.

8. ***Una vez estabilizada la humedad superficial de los acopios de agregados, la fluctuación de la humedad superficial que se pueda producir por efecto de las lluvias, debe ser corregida antes de ingresar el material a la mezcladora***.

9. ***Se recomienda mantener los silos para acopio de agregados, llenos de material, con el objeto de minimizar la rotura de sus partículas y los cambios en la granulometría cuando se produce la descarga del agregado***.

10. ***Muestrear los agregados a intervalos preestablecidos al azar, en un lugar lo más próximo posible al de su ingreso a la mezcladora***. Sobre dichas muestras es conveniente determinar como mínimo su granulometría y material fino que pasa el ***tamiz IRAM*** de ***75 µm (Nº 200)***. Se recomienda llevar registros y gráficos o tablas de control de la media móvil del promedio de cinco ***(5) ensayos*** consecutivos, con el objeto de reajustar la mezcla en función de dichos resultados.

C 3.3. AGUA PARA MORTEROS Y HORMIGONES

C 3.3.1. Requisitos

En general cualquier agua natural que sea potable, y que no tenga olor o gusto fuerte, puede ser usada como agua de mezclado para el hormigón. Las impurezas contenidas en el agua de mezclado pueden:

- Afectar los tiempos de fraguado, las resistencias y la estabilidad volumétrica del hormigón.
- Originar eflorescencias en la superficie del hormigón.
- Causar corrosión de las barras de acero para armaduras.

Se debe evitar, siempre que sea posible, ***el uso de agua que contenga una elevada concentración de sólidos disueltos***. Se debe tener en cuenta que las sales u otras sustancias deletéreas que contiene el agua de mezclado se suman a las que aportan los agregados, aditivos químicos o adiciones minerales.

El agua potable contiene pequeñas cantidades de cloruros, y habitualmente su nivel se encuentra en el orden de 20 a 100 p.p.m. Estas cantidades no son significativas para el hormigón. Por ejemplo, para un hormigón con una razón ***agua/cemento*** de ***0,50*** y un contenido de cemento por metro cúbico de ***260 kg***, resulta un nivel de cloruros en el hormigón del orden de **0,001 %** a **0,005 %** por ciento, referido al peso del cemento.

Se recomienda no utilizar como agua de amasado agua reciclada del lavado de las hormigoneras o motohormigoneras cuyo contenido de cloruros puede ser significativo, en relación con los valores límites especificados en este Reglamento.

C 3.4. ADITIVOS PARA HORMIGONES

C 3.4.1. Requisitos generales

El uso controlado de los aditivos químicos, según sea su tipo, puede modificar ciertas propiedades del hormigón fresco y del endurecido, a saber:

a) en el hormigón fresco:

- Incrementan la trabajabilidad del hormigón sin aumento de su contenido de agua.
- Disminuyen el contenido de agua del hormigón sin modificar su trabajabilidad.
- Retardan o aceleran el tiempo de fraguado de un hormigón.
- Producen expansiones controladas del hormigón.
- Modifican la velocidad o la capacidad de exudación del hormigón.
- Reducen la segregación del hormigón.

- Facilitan la bombeabilidad del hormigón.

b) en el hormigón endurecido:

- Retardan o reducen en el hormigón endurecido la generación de calor a edades tempranas.
- Aceleran la velocidad de crecimiento de la resistencia del hormigón a edades tempranas.
- Incrementan las resistencia del hormigón a compresión, tracción o flexión.
- Incrementan la durabilidad del hormigón frente al ataque severo de sustancias agresivas externas, incluyendo sales descongelantes.
- Disminuyen la permeabilidad del hormigón.
- Controlan las expansiones que se puedan producir por la reacción deletérea álcali-agregado.
- Incrementan la adherencia hormigón-acero.
- Incrementan la adherencia entre un hormigón endurecido existente y un hormigón fresco a colocar sobre el mismo.
- Mejoran las resistencias al impacto y a la abrasión del hormigón.
- Inhiben la corrosión de elementos metálicos incluidos en la masa del hormigón.
- Producen hormigón coloreado.

c) Se recomienda que los aditivos químicos sean ensayados para:

- Determinar si cumplen con las especificaciones.
- Evaluar los efectos de los aditivos químicos sobre las propiedades del hormigón, elaborado con los materiales,equipos, procedimientos y condiciones ambientales que prevalecerán en la obra.
- Determinar la uniformidad del producto.

d) Precauciones a tener en cuenta cuando se usan aditivos químicos:

Los aditivos químicos deben cumplir con las normas IRAM correspondientes y con los Documentos del Proyecto de aplicación para cada caso.

Los efectos de un aditivo químico deben ser evaluados con los materiales, equipos y condiciones ambientes en las que serán usados, prestando especial atención a las instrucciones del fabricante. Esta evaluación es particularmente importante cuando:

- El aditivo nunca se usó previamente con una combinación dada de materiales.

- Se especifica su uso con algún tipo especial de cemento.

- Se usa más de un aditivo para elaborar el hormigón.

- El mezclado, el transporte y la colocación del hormigón se realizará a temperaturas no comprendidas dentro del rango de temperaturas recomendadas por el fabricante, las normas o este Reglamento.

e) Cuando se está evaluando un aditivo químico se recomienda tener en cuenta que:

- ***Los efectos que produce un determinado aditivo químico*** se pueden ver afectados por un cambio en el tipo o clase de cemento o del contenido de cemento en la mezcla, o por una modificación en la granulometría o en las proporciones en que se mezclan los agregados.

- ***Muchos aditivos químicos afectan a más de una de las propiedades del hormigón fresco***, y algunas veces afectan en forma adversa propiedades deseables de un hormigón.

- ***Los efectos de un aditivo químico son modificados significativamente por factores tales como el contenido de agua y de cemento de la mezcla, el tipo de agregados usados y sus granulometrías, y por el tipo y el tiempo de mezclado.***

- ***Los aditivos químicos que modifican las propiedades del hormigón fresco pueden causar problemas tales como endurecimiento rápido o prolongación del tiempo de fraguado de un hormigón***. Un endurecimiento prematuro a menudo es causado por los cambios en la velocidad de reacción entre el aluminato tricálcico y los sulfatos, y se puede determinar realizando estudios de compatibilidad entre el aditivo y cada cemento a usar.

- ***El retardo del tiempo de fraguado de un hormigón puede ser causado por una sobredosis del aditivo o por un descenso en la temperatura ambiente, respecto de la cual se probó el aditivo***. En ambos casos retrasa la hidratación de los silicatos cálcicos.

f) Los aditivos químicos de uso más habitual en la elaboración de hormigón, se clasifican de la siguiente manera:

- ***Incorporadores de aire:***

  Los aditivos incorporadores de aire producen una elevada cantidad de diminutas burbujas esféricas de aire en la masa del hormigón durante su mezclado, lo que contribuye a mejorar su trabajabilidad, reducir su segregación, exudación y su permeabilidad e incrementar su resistencia a ciclos de congelación y deshielo.

La incorporación de aire facilita el uso de mezclas con menor contenido unitario de cemento y de agregados de superficie rugosa, de forma irregular y de granulometría que no sea perfectamente continua.

Se puede estimar que cada **1 %** de aire incorporado se reduce el agua de mezclado en el orden del **2 %** al **4 %**, sin desmejorar la trabajabilidad y el aumento de consistencia del hormigón.

Este tipo de aditivo, aunque produce una disminución significativa de la consistencia de un hormigón, reduce su resistencia. En los hormigones que se elaboran usando este tipo de aditivo este efecto se puede minimizar reduciendo su razón agua/cemento, para lo cual se debe mantener constante el contenido de cemento y disminuir el contenido de agua de mezclado.

Para una determinada dosis de aditivo, el aire incorporado en la masa del hormigón aumenta cuando disminuye su consistencia, y disminuye cuando aumenta la cantidad de finos, el tiempo de mezclado y la temperatura del hormigón.

- ***Reductores de agua de mezclado***

Los aditivos reductores del agua de mezclado se utilizan para reducir el contenido de cemento logrando una misma resistencia especificada o para producir una mayor trabajabilidad del hormigón reduciendo el contenido de agua y aumentando la resistencia.

En hormigón masivo no armado no es habitual el uso de aditivo superfluidificante. Se recomienda su uso si se trata de estructuras de hormigón masivo armado.

- ***Retardador del tiempo de fraguado***

Se recomienda la utilización de ***aditivos retardadores del tiempo de fraguado*** cuando sea necesario mantener al hormigón en estado plástico, el tiempo necesario para colocar y vibrar sucesivas capas o tongadas antes que se produzca el principio de fraguado de la capa o tongada inmediata inferior.

Cuando se utilice este tipo de aditivo se recomienda, previamente a la iniciación de las tareas de hormigonado, determinar experimentalmente los tiempos de fraguado inicial y final del hormigón sobre un pastón de prueba elaborado con los mismos materiales y equipos con que se va a trabajar en obra y en las mismas condiciones ambientales.

C 3.4.1.1. Los ***aditivos químicos*** se proveen en dos ***(2) formas*** típicas:

a) Como polvo seco para diluir posteriormente en obra. Requieren de equipos especiales para su dilución y en general son difíciles para disolver y homogeneizar en obra.

b) Líquidos listo para su uso en obra. Su concentración puede ser más elevada que los aditivos preparados en obra. Como ventaja adicional, cualquier material insoluble finamente molido que se encuentre presente en el aditivo líquido, tiende a quedarse en suspensión, y por lo tanto no se requiere una agitación continua del aditivo.

En ambos casos, los fabricantes de aditivos químicos deben indicar el grado de agitación o recirculación requerida para cada tipo de aditivo que proveen.

C 3.4.1.4. ***Los aditivos que contienen cloruros facilitan y aceleran la corrosión de las armaduras activas y pasivas y de los elementos de aluminio o acero embebidos en la masa del hormigón, especialmente si el mismo se encuentra en un ambiente húmedo o sometido a ciclos de humedecimiento y secado***. Los límites máximos admitidos para la concentración de ión cloruro en el hormigón endurecido se establecen en el Capítulo 2 de este Reglamento.

C 3.4.2. Acopio, identificación y manipuleo

En climas en los cuales los aditivos se puedan congelar, los tanques de almacenamiento y el contenido de aditivo en su interior deben ser calentados o colocados en un ambiente provisto con un calentamiento controlado. Esta última opción es la mejor por las siguientes razones:

- Si los tanques de almacenamiento contienen serpentinas de calentamiento o calientan su contenido usando agua caliente o vapor, se debe tener cuidado de que no se produzca un sobrecalentamiento del aditivo, debido a que una alta temperatura puede reducir la efectividad de ciertas formulaciones que se usan para determinados aditivos.

- Algunas sondas que se introducen en la masa del aditivo almacenado para producir su calentamiento, pueden generar un sobrecalentamiento localizado en el mismo, y descomponerlo químicamente, produciendo gases explosivos.

- Las conexiones eléctricas a sondas o serpentinas de calentamiento se pueden desconectar accidentalmente o por corte de energía eléctrica, permitiendo que el aditivo se congele y produzca daños en los equipos de almacenamiento. Además, el costo de este tipo de calentamiento eléctrico es mucho más elevado que el de mantener al aditivo por debajo del punto de congelación en un ambiente con temperatura controlada.

- En un ambiente con temperatura controlada no solamente se pueden almacenar los tanques que contienen aditivos para protegerlos de la congelación, sino también las bombas, válvulas y medidores, para evitar también que se produzcan daños sobre los mismos por congelamiento o por otras causas tales como el polvo y la lluvia. Además, como la temperatura de almacenamiento dentro de un depósito tiene un rango de variación mucho menor a lo largo del año, respecto del almacenamiento del aditivo en el exterior, la viscosidad del aditivo es más constante y los equipos para su medición requieren de una calibración más esporádica.

- Sí se utilizan tanques o recipientes de material plástico para almacenar los aditivos, se deben extremar las precauciones para evitar llevar la temperatura de los calentadores hasta la temperatura en que el material plástico se ablanda o se produce su rotura.

Los tanques usados para almacenar los aditivos deben ser ventilados en forma apropiada para evitar que se introduzcan en su interior materiales extraños a través de las aberturas de ventilación. Cada vez que los aditivos se dejan de usar se deben cerrar herméticamente los tanques para evitar la contaminación del producto.

C 3.5. ADICIONES MINERALES PULVERULENTAS

C 3.5.1.2. ***Estudios experimentales han demostrado que algunas puzolanas activas y escorias granuladas de alto horno, incorporadas al cemento o adicionadas por separado al hormigón como un componente más, pueden incrementar la expectativa de vida del hormigón expuesto a acciones agresivas***.

Las puzolanas activas y la escoria de alto horno incrementan la impermeabilidad del hormigón, y adicionalmente reducen la formación potencial de yeso, debido a que se combinan con los álcalis y con el hidróxido de calcio que se genera durante la hidratación del cemento.

La escoria de alto horno que cumple con la norma IRAM 1667:1990, se usa como una adición mineral en el hormigón en la misma forma en que se usan las cenizas volantes. En general, estas se usan con un cemento pórtland normal ***(CPN)***, que cumplan con los requisitos de la norma ***IRAM 50000:2000***.

C 3.5.1.3. ***El contenido de cloruros de las escorias de alto horno, de las cenizas volantes y de la microsílice es normalmente bajo***.

Se debe prestar especial atención a las escorias de alto horno que se enfrian utilizando agua salada o de mar, pues pueden tener un contenido significativo de cloruros.

C 3.6. ACEROS

C 3.6.1.5. ***La soldabilidad de los aceros*** se basa en la determinación de su carbono equivalente ***(CE)***, el cual depende de la composición química de cada acero. El carbono equivalente **(*CE)*** se calcula mediante las fórmulas establecidas en las normas para aceros soldables ***IRAM-IAS U 500-207*** e ***IRAM-IAS U 500-502***.

Cuando se deban soldar barras para armaduras, en los Documentos del Proyecto se deben especificar las propiedades de los aceros a usar y los procedimientos a seguir para la ejecución de las mismas. Las normas ***IRAM-IAS U 500-97*** e ***IRAM-IAS U 500-96*** cubren estos aspectos, incluyendo criterios para calificar a los soldadores.

C 3.6.1.6. ***Sí se deben ejecutar soldaduras de barras para armaduras en ampliación, modificación o reparación de estructuras existentes, este Reglamento establece una metodología básica para determinar el tipo de acero de que se trata y si el mismo es fácilmente soldable o requiere de un método de soldadura especial***.

Con la composición química se calcula el carbono equivalente del acero y por ensayos físicos se determinan las características mecánicas, el límite de fluencia, la resistencia a la tracción y el alargamiento porcentual de rotura. Estos parámetros permitirán determinar si el acero es de dureza natural o mecánica obtenido por deformación en frío, y ***si los aceros son soldables o no***.

Con la información que se obtenga, el ***Proyectista o Diseñador Estructural*** debe redactar las especificaciones particulares correspondientes, estableciendo el tipo, requerimientos y método de soldadura a emplear.

PARTE 3 – REQUISITOS CONSTRUCTIVOS

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4.

CRITERIOS Y CONTROL DE CONFORMIDAD DEL HORMIGÓN

C 4.1. REQUISITOS GENERALES

Este Capítulo contiene las disposiciones a aplicar para determinar si el hormigón utilizado para la construcción de una estructura cumple con los requisitos establecidos en este Reglamento.

C 4.1.1. Siguiendo los criterios utilizados en los reglamentos de referencia del ámbito internacional, y también en las versiones CIRSOC 201-82 y CIRSOC 201M-96, este Reglamento define la ***resistencia especificada*** f'_c utilizando criterios estadísticos explícitos. No obstante, ***para determinar si el hormigón utilizado en la construcción de una estructura posee dicha resistencia especificada,*** este Reglamento recurre a ***criterios de conformidad*** que utilizan un número reducido de valores de ensayo a los cuales no les aplica expresiones de matemática estadística.

Las expresiones matemáticas de los criterios de conformidad por resistencia también pueden ser evaluadas para determinar, aplicando la teoría de las probabilidades, cual es el error con que estiman el cumplimiento de la resistencia especificada.

Si evaluáramos en términos estadísticos a la resistencia potencial del hormigón colocado en la estructura (resistencia característica del hormigón colocado), ella debería ser igual o mayor que la especificada (resistencia característica del hormigón especificado). La especificación y obtención de esa resistencia están íntimamente vinculadas con la seguridad de la estructura.

El cumplimiento de los criterios de conformidad supone que se cumple con la resistencia especificada, con un error de estimación que depende del número de ensayos utilizados en la estimación y de los valores de corte establecidos para aceptar en el criterio de conformidad.

No se debe confundir:

1) la definición de la resistencia especificada necesaria para satisfacer una dada seguridad estructural;
2) el valor de resistencia utilizada por el productor para diseñar la mezcla que tiene en cuenta a la resistencia especificada, la dispersión de resistencia de la planta y el porcentaje de rechazos que el productor está dispuesto a admitir;
3) el valor de corte del criterio de conformidad, establecido para un determinado nivel de error de estimación de la resistencia, con el cual el consumidor determina si el hormigón que le entregan posee o no la resistencia especificada.

C 4.1.2. Los ***criterios de conformidad se aplican utilizando exclusivamente los resultados de ensayo de las probetas moldeadas en obra.***

Para este Reglamento, el ***único responsable de la realización e interpretación de los ensayos, y de la aplicación de los criterios de conformidad, es el Director de Obra***. Ello no impide que el Director de Obra pueda delegar la realización de alguna de esas funciones en sus auxiliares, pero sin transferir la responsabilidad que le asigna este Reglamento.

C 4.1.4. ***Los criterios de conformidad establecidos en este Reglamento consideran también la posibilidad de utilizar los controles de producción de planta,*** cuando el Director de Obra los supervisa directamente por estar la planta dentro del recinto de obra o en el caso de que los controles de planta estén avalados por un sistema de calidad certificado y el Director de Obra tiene acceso a dicha información.

Los ***controles de planta*** sirven como información adicional y ***no se deben utilizar en el cálculo establecido por el criterio de conformidad***. Pero su existencia y disponibilidad constituyen una de las ***condiciones necesarias para poder recibir en el Modo 1 de conformidad*** según se establece en el artículo 4.1.5.

La ***utilización conjunta de los controles de planta*** (condición previa) y de los ***controles a pie de obra*** se inspira en los conceptos más modernos utilizados en los sistemas de calidad. Además, ***cuando su aplicación es posible y ambos controles son confiables, su utilización conjunta permite reducir el error de aceptación del consumidor***.

La aplicación del criterio de conformidad de resistencia establecido en el Código ACI 318-02/05 tiene una probabilidad elevada de aceptar lotes no conformes (error del consumidor) si se prescinde del control de producción de planta (o lo que es lo mismo, de la garantía de calidad del productor). A modo de ejemplo, lotes con ***20 %, 30 %*** y ***40 %*** de defectuosos (cantidad de hormigón por debajo de f'_c) tienen una probabilidad de ser aceptados aproximadamente igual a ***0,83, 0,64*** y ***0,44***, respectivamente. Se ha considerado que el criterio del Código ACI 318-02 y 05 es viable en un contexto de producción del hormigón que no está generalizado en nuestro país y que el ***Modo 1*** de producción y control de conformidad es asimilable al existente en E.E.U.U. Para esas condiciones de producción y control de producción este Reglamento mantiene el criterio de conformidad del Código ACI 318-02 y 05 (ver C 4.1.5. y C 4.2.3.). Cuando no se dan las condiciones anteriores se exige un criterio de conformidad que eleva el valor de corte tal como se explica en los Comentarios al artículo 4.2.4.).

C 4.1.5. ***El Modo 1 de control de conformidad utiliza los controles de producción y de recepción, asumiendo que el primero reúne las condiciones que se detallan en el artículo 4.2.3., incluyendo el acceso de la Dirección de Obra a los controles y***

registros de la planta elaboradora. Este Modo es aplicable a los casos en que la obra es abastecida por una planta elaboradora ubicada fuera del recinto físico de la obra y a los casos en que la planta es operada por la misma empresa constructora. (ver la ***Disposición CIRSOC 2/2005***, cuyo texto se encuentra al final de este Reglamento).

El Modo 2 corresponde a las obras en que el hormigón es abastecido por una planta externa sin sistema de calidad y/o cuando la Dirección de Obra desconoce los controles de producción.

C 4.2. CONFORMIDAD CON LA RESISTENCIA ESPECIFICADA

C 4.2.3. Criterios de conformidad para el Modo 1 de control

Para el Modo 1 se mantienen los criterios de conformidad especificados en el Código ACI 318-02 y 05. Se asume que ***la planta elaboradora garantiza la conformidad del hormigón*** y ello reduce la probabilidad de aceptar lotes no conformes.

C 4.2.4. Criterios de conformidad para el Modo 2 de control

El Modo 2 de control de conformidad constituye una modificación del comentado en el artículo 4.2.3. Ha sido diseñado para cuando se deba recibir un lote con ***5*** resultados de ensayos y ese lote pertenece a una población con ***5 MPa*** de desvío estándar y ***20 %*** de hormigón con resistencia inferior a f'_c . En esas condiciones, la probabilidad de aceptar, por error, a dicho lote no conforme, es igual a ***0,20***.

C. 4.3.3. ***El principio fundamental del método de maduración, consiste en relacionar la resistencia de un determinado hormigón con el valor del factor de maduración***.

1) ***Para utilizar esta técnica, se debe trazar una curva resistencia a compresión–factor de maduración para cada hormigón a elaborar en obra, siguiendo el procedimiento que se detalla a continuación*:**

- Elaborar el hormigón utilizando los materiales, las proporciones y cantidades de materiales que se usarán en obra.

- De un mismo pastón moldear probetas cilíndricas, en la cantidad suficiente para ser ensayadas a distintas edades y una probeta testigo para medir sobre ella las temperaturas de curado en función del tiempo. Las edades a adoptar dependen del tipo de estructura a construir. En general se puede tomar : ***6 horas***, ***9 horas***, ***12 horas***, ***18 horas***, ***1 día***, ***2 días***, ***3 días***, ***7 días*** , ***28 días***, ***60 días*** *y* ***90 días***. Para cada edad se deben moldear como mínimo tres **(3)** probetas cilíndricas.

- Las probetas para ser ensayadas a compresión y las probetas testigo deben ser curadas en forma normalizada, según las normas ***IRAM 1524*** ó ***1534***.

- En cada período de tiempo preestablecido se debe medir la temperatura del hormigón en la probeta testigo, con el objeto de que a cada una de las edades de ensayo establecidas se cuente con un registro continuo de temperatura para poder calcular el factor de maduración mediante la expresión:

$$M = \sum (T + 10)\, \Delta t$$

- Conociendo la resistencia a compresión promedio obtenida a cada edad de ensayo y el factor de maduración correspondiente, se ajusta una curva continua para el hormigón en estudio. Convencionalmente se traza representando sobre el eje de abscisas el factor de maduración y sobre el eje de ordenadas la resistencia a la compresión.

2) ***Para determinar en obra la resistencia a compresión, a una determinada edad, de un hormigón colocado, curado y protegido respetando las condiciones especificadas en este Reglamento, se procederá de la siguiente manera:***

- Se debe contar en obra con la curva ajustada resistencia a compresión – factor de maduración, obtenida en un todo de acuerdo con lo establecido en el punto 1) precedente.

- A cada período de tiempo preestablecido, se debe medir la temperatura del hormigón en el interior del elemento estructural o sector de la estructura de la cual se quiere conocer la resistencia. De esta manera para cualquier edad de la estructura se cuenta con un registro continuo de temperaturas. La temperatura se puede medir usando termómetros de contacto o termocuplas.

- En la curva previamente ajustada, ingresando con el registro continuo de temperatura, se calcula el factor de madurez, utilizando la función de madurez:

$$M = \sum (T + 10)\, \Delta t$$

  Cuanto menores son los períodos de tiempo preestablecidos para medir la temperatura del hormigón, más representativo es el valor del factor de maduración.

- En la curva previamente ajustado, entrando en el eje de abscisas con el factor de maduración calculado para una determinada edad del hormigón, se puede determinar sobre el eje de ordenadas el valor de la resistencia a compresión correspondiente.

La predicción de la resistencia a compresión utilizando el método de maduración se basa en la premisa fundamental de que el hormigón colocado en la estructura tiene la misma resistencia potencial que el hormigón elaborado en laboratorio para trazar la curva resistencia a compresión – factor de maduración. Es fundamental verificar que se cumpla dicha premisa previamente a la aplicación de la curva determinada en laboratorio, para lo cual se puede aplicar alguno de los siguientes métodos:

- Moldear con el hormigón a colocar en la estructura, una serie de probetas para ser curadas en forma normalizada y ser ensayadas a compresión a distintas edades tempranas.

- Moldear con el hormigón a colocar en la estructura, una serie de probetas para ser curadas en forma similar a la de la estructura y ser ensayadas a compresión a distintas edades tempranas. En este caso se debe monitorear la maduración tanto de la estructura como de las probetas moldeadas.

- Extrayendo testigos cilíndricos de hormigón endurecido de la estructura para ser ensayados a compresión a distintas edades tempranas.

C 4.5.2.1. ***La absorción de agua de un agregado se determina por la disminución de masa de una muestra en estado saturada a superficie seca, cuando es secada en estufa hasta peso constante***. La saturación del agregado se alcanza mediante su inmersión total en agua durante ***24 h***.

Sin embargo en climas cálidos con humedad relativa baja, algunos agregados de mediana absorción no se encuentran en estado saturado a superficie seca, ni lo logran en el lapso que dura el mezclado y puesta en sitio del hormigón. Por tal motivo en esas situaciones se debe determinar la absorción del agregado a tiempos menores, habitualmente ***30 min*** ó ***1 h***. Ese valor de absorción es el que se utiliza para corregir la mezcla.

C 4.6. Este Reglamento no prescribe la realización de ensayos para verificar los contenidos de agua y de cemento en el hormigón fresco. Ello se debe a que se trata de ensayos cuyo tiempo de ejecución los hace difíciles de aplicar en el control de recepción del hormigón. No obstante, cuando razones específicas lo requieran, el Director de Obra podrá verificar dichos contenidos de agua y cemento utilizando los procedimientos establecidos en la norma IRAM 1879.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5.

HORMIGÓN FRESCO - PROPIEDADES, DOSIFICACIÓN Y PUESTA EN OBRA

C 5.1. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

C 5.1.1.2. Los métodos de ensayo, adoptados en este Reglamento para la ***evaluación de la consistencia del hormigón fresco***, son aplicables en forma exclusiva para las consistencias que se indican taxativamente en la ***Tabla 5.1***.

Este Reglamento establece seis (6) rangos de consistencia de hormigones, cuyas denominaciones y métodos de evaluación se indican en la Tabla 5.1. Para dichos rangos de consistencia son de aplicación las indicaciones siguientes:

- ***En hormigones de consistencia fluida***, cuando las mezclas sean poco cohesivas se adoptará el ensayo de extendido en la Mesa de Graf para medir la consistencia, en reemplazo del asentamiento del cono de Abrams. Al efecto, se considerará que las mezclas son poco cohesivas, cuando al desmoldar el cono de Abrams no se perciba el círculo superior del tronco de cono de hormigón y/o se observe, en el borde exterior de la mezcla desmoldada, una aureola de agua libre significativa.

- ***En las mezclas muy seca, seca, plástica y muy plástica***, la consistencia se debe lograr con la menor cantidad de agua que permita el llenado de los encofrados, y la obtención de estructuras compactas y bien terminadas.

- ***En las mezclas fluida y muy fluida***, la consistencia se debe lograr utilizando la combinación de la menor cantidad de agua y la mínima dosis de aditivo superfluidificante que permita el llenado de los encofrados, y la obtención de estructuras compactas y bien terminadas, sin provocar segregación.

C 5.1.1.2.a). ***Los hormigones que corresponden a los rangos de consistencias fluida y muy fluida, con fluidez obtenida con el uso de aditivos superfluidificantes pierden esa fluidez de modo significativo con el transcurso del tiempo***. Por esa razón se deberá verificar en esos casos que el hormigón disponga de la consistencia requerida al momento de ser colocado en los moldes, especialmente para los casos de importantes transportes y/o esperas de colocación.

C 5.1.1.2.b). En el caso particular del ***ensayo de asentamiento del tronco de cono de Abrams*** se llama la atención sobre su utilización para evaluar ***hormigones poco cohesivos***, donde se requieren particulares cuidados en la interpretación de resultados.

C 5.1.1.4. Una vez obtenida la ***consistencia necesaria para el hormigón fresco***, con relación a la obra a moldear y los medios disponibles para su manejo, es fundamental adoptar las medidas precisas para mantenerla invariable, dentro de las tolerancias establecidas, hasta completar la puesta en obra del mismo.

C 5.1.2.1. El ***contenido de aire expresado en volumen por m³ de hormigón***, si bien es un parámetro fácilmente cuantificable, no es un indicador indubitable de que se hubiere incorporado el aire al hormigón en la forma benéfica de microburbujas incoalescentes. Por lo tanto, ***lo indicado en este artículo es de aplicación para el uso de aditivos previamente aprobados con el fin de incorporar aire al hormigón, mediante lo establecido en la norma IRAM 1663:2002***.

C 5.1.3.2. En ***hormigones que contengan aire intencionalmente incorporado***, el contenido de material pulverulento ***puede ser reducido en un volumen igual al del aire intencionalmente incorporado***, siempre que en obra se compruebe que el hormigón fresco sea ***cohesivo*** y que no se segregue ni exude.

En hormigones sometidos a efectos de abrasión superficial, a la congelación y deshielo y a algunos agentes químicos y/o físicos, un excesivo contenido de material pulverulento es desfavorable, por lo cual éste deberá ajustarse a la cantidad mínima necesaria para que el hormigón resulte cohesivo sin segregación ni excesiva exudación.

La existencia de partículas muy finas en el hormigón es especialmente importante en el caso de hormigones que deban ser transportados por bombeo o largas distancias con el objeto de que no se segreguen durante esas operaciones. También son necesarias en estructuras impermeables y para el hormigonado de elementos de paredes delgadas y fuertemente armados.

En todos los casos, no debe haber excesiva cantidad de partículas muy finas en la dosificación, ya que su presencia puede afectar la consistencia del hormigón resultante, transformándolo en una mezcla pegajosa muy difícil de compactar adecuadamente. La cantidad de partículas muy finas a incorporar deberá ser un equilibrio entre las necesidades de fluidez y de cohesión del hormigón.

C 5.1.4. **Exudación del hormigón**

La exudación de agua del hormigón en ***elementos estructurales que superan los 2 m de altura***, se traduce en una disminución importante de la resistencia del hormigón colocado en la parte superior del mencionado elemento estructural. Como dato ilustrativo se puede estimar que una capacidad de exudación del ***7*** al ***8 %*** puede disminuir la resistencia en la estructura, en un ***20 %*** respecto de la resistencia potencial de la misma mezcla de hormigón.

C 5.1.5. Contenido unitario de cemento

El uso de contenidos de cemento elevados puede provocar mezclas muy cohesivas y difíciles de trabajar en el estado fresco. Además, en secciones masivas y moderadamente masivas originan un elevado incremento de la temperatura del hormigón en las primeras edades que, con el posterior enfriamiento, dará lugar a fisuras por contracción térmica.

El tema de la elevación de la temperatura y posterior fisuración está tratado en el artículo 5.13.

En estructuras no masivas, no se deben esperar problemas de trabajabilidad hasta un contenido máximo de cemento de ***400 kg/m^3*** de hormigón compactado. Cuando se realicen estudios experimentales previos y ejecución controlada de la estructura, con especial énfasis en el curado, se puede utilizar hasta un contenido máximo de cemento de ***450 kg/m^3*** de hormigón compactado.

Lo expresado precedentemente está referido a ***cementos sin adiciones***. Cuando se utilizan cementos con adiciones, éstas pueden mejorar o desmejorar significativamente el comportamiento del hormigón, dependiendo del tipo de adición. ***En estos casos siempre se deben realizar estudios previos experimentales***.

C 5.2. DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN

C 5.2.1.1. ***Este Reglamento no establece especificaciones para casos de ataques muy severos, tales como hormigones en contacto con ácidos o elevadas temperaturas***. Tampoco establece especificaciones para hormigones de tipo arquitectónico. Los requisitos a cumplir para estos casos se deben establecer en los Documentos del Proyecto.

C 5.2.2.2. ***Si la planta elaboradora cuenta con registros que cumplan con las condiciones a) hasta e) inclusive dadas en el artículo 5.2.3.2., y sólo se dispone de 15 a 29 resultados de ensayos consecutivos***, el procedimiento establecido de determinar la desviación normal con la cantidad de resultados de ensayos disponibles e incrementar su valor por un factor, permite establecer una ***desviación normal*** que al aplicarla a las expresiones **5-1** y **5-2**, permite obtener un valor conservativo de resistencia media de diseño de un hormigón.

Los factores de incremento de la desviación normal establecidos en la ***Tabla 5.6***. se basan en la distribución del muestreo de la desviación normal, y proporcionan una seguridad equivalente a la que corresponde al adoptar ***30*** resultados de ensayos consecutivos, evitando que al tomar una muestra menor se distorsione la verdadera desviación normal de la población del universo.

En el artículo 5.2.2.2.a), para el ***Modo de Control 1***, la primera expresión resulta para una probabilidad de ***1*** en ***100*** que el promedio de tres ***(3)*** resultados de ensayos consecutivos sea menor que la resistencia de diseño especificada **(f'_c)**.

La segunda expresión resulta de establecer igual probabilidad de que cada resultado de ensayo no se encuentre en más de ***3,5 MPa*** por debajo de la resistencia de diseño especificada **(f'_c)**.

En ambas expresiones se asume que la ***desviación normal usada es igual al valor de la desviación normal para una población constituida por un gran número de resultados de ensayos o que dicha cantidad tiende a infinito***. Cuando se dispone de treinta ***(30)*** resultados de ensayos, la probabilidad de falla será probablemente algo mayor que ***1*** en ***100***. Por esta razón se recomienda, cuando sea posible, usar para el cálculo de la desviación normal una cantidad de resultados de ensayos del orden de cien ***(100)***.

C 5.3. PRODUCCIÓN

C 5.3.3.3. ***El mezclado del hormigón tiene como objeto producir una mezcla razonablemente homogénea por lo cual el tiempo mínimo de mezclado será el necesario para alcanzar la uniformidad del hormigón.*** El criterio y el proceso para establecer si un pastón es homogéneo, está indicado en la norma ***IRAM 1876:2004***. El tiempo de mezclado necesario para alcanzar la uniformidad de un determinado hormigón se debería determinar aplicando el criterio de uniformidad establecido, ya que depende del tipo y capacidad de la hormigonera, del rango de consistencia del hormigón y del tipo y tamaño máximo nominal del agregado grueso.

C 5.3.3.8. Se han prescripto ***valores mínimos de tiempo de mezclado para hormigoneras de eje basculante y de eje horizontal con inversión de marcha***, que son los equipos de uso más habitual, sobre la base de considerar un correcto funcionamiento de la hormigonera, para aquellos casos en los que no es posible llevar a cabo su determinación certera.

Las hormigoneras de eje vertical de más de 2,0 m³ de capacidad nominal en condiciones de óptimo funcionamiento cumplen los requisitos de uniformidad establecidos en la norma ***IRAM 1876:2004*** con menores tiempos de mezclado que los prescriptos para hormigoneras convencionales. En tales casos, verificando la eficiencia del mezclado efectuado, se puede reducir el tiempo mínimo establecido en este **Reglamento** para hormigoneras convencionales.

C 5.3.3.9. ***El tiempo máximo de mezclado no debe exceder de tres (3) veces el mínimo determinado para cada equipo***, ya que su prolongación no genera beneficios adicionales de homogeneidad y puede provocar desgaste del agregado grueso, incremento de la pérdida de agua por evaporación, elevación de la temperatura de la masa fresca y pérdida del contenido de aire intencionalmente incorporado; fenómenos todos ellos que determinan un incremento de la consistencia, lo que se traduce en una mayor demanda de agua para la mezcla.

C 5.4. TRANSPORTE DEL HORMIGÓN A Y EN LA OBRA

C 5.4. ***La consistencia del hormigón aumenta con el tiempo transcurrido desde su mezclado inicial***. Dicha pérdida depende de los materiales utilizados, de la temperatura del hormigón y del tiempo de transporte. Puede ser importante y llegar a afectar la colocación del hormigón.

Se debe considerar que el ***asentamiento del hormigón*** (norma ***IRAM 1536) a la salida de planta menos la pérdida del mismo ocurrida durante el transporte debe permitir lograr, en el punto de descarga, el asentamiento mínimo necesario para colocar y compactar la mezcla en forma satisfactoria según establece este Reglamento***.

No se debe confundir el aumento de consistencia con el comienzo del fraguado del hormigón. En general, el tiempo de fraguado inicial es mayor que la suma de los tiempos requeridos para el transporte, colocación y compactación del hormigón.

No obstante, para determinados tipos de estructuras, como ***pilotes y elementos flexados de grandes dimensiones***, cuando se hormigone en tiempo caluroso se debe verificar que

el tiempo de transporte permita colocar y compactar el hormigón antes que comience el fraguado inicial del hormigón (norma ***IRAM 1662***). En caso necesario se debe utilizar un aditivo retardador del tiempo de fraguado.

C 5.4.2.2. ***Para que la velocidad del tambor del equipo motohormigonero pueda ser considerada como de mezclado deberá estar comprendida entre 14 y 18 rev/min y la velocidad del tambor para el caso de agitación del hormigón deberá estar entre 2 y 6 rev/min***.

C 5.4.2.6. ***Es habitual limitar a un máximo de 300 rev/min a las revoluciones del tambor del camión motohormigonero antes de su descarga***. De este modo se minimizan en forma práctica los inconvenientes por la trituración de agregados blandos, el aumento de consistencia del hormigón, la abrasión del tambor y los efectos negativos del tiempo caluroso. Si estos aspectos son evaluados convenientemente y los resultados obtenidos no son perjudiciales para el hormigón, especialmente en lo concerniente a la pérdida de asentamiento sin agregado adicional de agua, se puede extender el límite de descarga con revoluciones del tambor a velocidad de agitación.

C 5.5. MANIPULEO DEL HORMIGÓN EN OBRA

C 5.5. ***Los equipos y medios de transporte del hormigón deben ser capaces de entregar, en el punto de descarga, en forma continua y confiable, un hormigón de constitución homogénea***. Tal eficiencia se debe determinar aplicando el criterio establecido en el artículo 5.1. de este Reglamento, debiendo modificarse el proceso o los medios si la evaluación resultara negativa.

C 5.5.3.2. ***Es posible transportar en forma eficaz, mediante cintas, hormigones de los rangos de consistencias seca, plástica y muy plástica, si se adopta convenientemente la inclinación, la velocidad de transporte y el perfil transversal de la cinta***.

C 5.5.3.3. Se debe tener en cuenta que las partículas de agregado de diferente tamaño llegan a los puntos de transferencia con impulso también diferente. Si esa magnitud es significativa provocará la segregación del hormigón en el momento de su transferencia a la tolva de descarga, situación que se debe evitar regulando los parámetros mencionados en el comentario el artículo 5.5.3.2.

C 5.5.4. Para el uso del sistema de transporte en obra del hormigón por medio de bombeo, será de aplicación lo establecido en el decreto ***PEN N° 911/96 ¨Reglamento de Higiene y Seguridad para la Industria de la Construcción¨*** en sus artículos **177** a **180**.

C 5.6. COLOCACIÓN

C 5.6.1.1. Además de lo expresado en forma genérica en este punto se deberá verificar que se cumple con lo establecido en el decreto ***PEN N° 911/96 ¨Reglamento de Higiene y Seguridad para la Industria de la Construcción¨*** en sus artículos **167** a **176**, para permitir el hormigonado.

C 5.6.1.2. ***La manipulación excesiva del hormigón puede derivar en la segregación del mismo, por lo cual se ha reglamentado el criterio de minimizar los desplazamientos transversales de la masa fresca***.

C 5.6.3.3. ***Las técnicas particulares de colocación del hormigón bajo agua se basan en evitar el flujo de agua a través de la masa fresca en el sitio de colocación***. El procedimiento adoptado, normalmente de bombeo o colado por tuberías, debe garantizar que el hormigón que se coloca lo haga desde adentro de la masa fresca ya colocada, a partir de una cantidad inicial que funciona como sello o tapón, de modo que la mayor parte del hormigón no se ponga en contacto con el agua. En la mayoría de las situaciones, el primer hormigón colocado para sello y que toma contacto con el agua circundante debe ser posteriormente eliminado, o no se toma en consideración.

C 5.6.3.4*. **Las detenciones y demoras en la colocación del hormigón menores de 30 min no requieren de cuidados al reinicio del proceso de moldeo. Dicho límite temporal es de valor práctico para facilitar las decisiones en la obra***.

Cuando se excede ese límite se puede perder la continuidad necesaria en el hormigón fresco. Esta situación se puede superar si el hormigón contiene en su dosificación un aditivo retardador de fraguado y se continúa la colocación de modo que el hormigonado no se detenga totalmente, aunque se efectúe a ritmo muy lento, hasta que se restablezca el suministro normal.

C 5.6.3.5. ***En el caso del hormigonado bajo agua de pilotes*** es recomendable efectuar la verificación de su integridad, de todos ellos o de algunos en forma de muestreo, mediante un ensayo específico de confiabilidad comprobada.

C 5.6.6.7. ***La protección indicada para la armadura saliente en espera durante interrupciones de la obra, es la que mejor compatibiliza las dos propiedades necesarias a este efecto, como son evitar la corrosión del acero expuesto y permitir una fácil y completa remoción de la protección cuando se reinicie la obra***. Asimismo, dada la afinidad de la protección provisoria y la debida al hormigón en que está empotrada la armadura, lo especificado en este Reglamento contribuye a evitar eventuales diferencias de potencial que provocarían la corrosión por debajo de la superficie de interrupción del hormigonado.

Existen protecciones alternativas para proteger las armaduras en espera, pero presentan el inconveniente de ser muy difíciles de remover con las herramientas habitualmente existentes en obra. Además introducen mayores riesgos de corrosión del tramo empotrado de la misma armadura a proteger.

C 5.7. COMPACTACIÓN

C 5.7.1.6. ***La magnitud de la energía necesaria para compactar un determinado hormigón es función de su comportamiento reológico***. A los fines prácticos se la correlaciona con la consistencia de la mezcla fresca, que a su vez está directamente vinculada con las características de la estructura a moldear. En la ***Tabla C 5.1.*** se indican los medios recomendados de compactación de acuerdo con la consistencia del hormigón fresco.

C 5.7.2. Compactación mediante vibradores de inmersión

La vibración del hormigón se efectúa con el objeto de reducir la fricción entre partículas para darle mayor movilidad a la masa fresca y para eliminar el aire que pudiese quedar ocluído en el hormigón, alcanzando así una mayor compacidad en el mismo.

En el caso de los ***hormigones de consistencia fluida o muy fluida, con aditivo superfluidificante***, la vibración no es necesaria para mejorar la movilidad del hormigón fresco. Se recomienda utilizarla exclusivamente para eliminar el aire atrapado y mejorar la compacidad de la mezcla colocada, reduciendo el tiempo de vibración al mínimo imprescindible para tal objeto. Se debe evitar un exceso de vibrado que producirá la segregación del hormigón.

Tabla C 5.1. Medios de compactación recomendados para cada rango de consistencia del hormigón fresco

Consistencia	Sistema de compactación aplicable
MUY SECA	• Vibración interna y/o externa de máxima intensidad. • Vibro compresión. • Medios de compactación para suelos.
SECA	• Vibración interna y/o externa de máxima intensidad. • Vibro compresión.
PLASTICA	• Apisonado enérgico superficial. • Vibración interna y/o externa de alta intensidad. • Centrifugación y vibro-compresión.
MUY PLASTICA	• Varillado enérgico de la masa. • Apisonado intenso superficial. • Vibración interna de moderada intensidad. • Reglas vibratorias de acción superficial.
FLUIDA	• Varillado normal de la masa. • Apisonado superficial suave. • Eventual vibración interna en casos limitados.
MUY FLUIDA	• Acción de la gravedad solo en pilotes excavados. • Varillado normal de la masa. • Eventual vibración interna en casos limitados.

C 5.7.2.3. ***Las características de los vibradores de inmersión o internos recomendados para cada rango de consistencia del hormigón a compactar se indican en la Tabla C 5.2***.

Dado la importancia del correcto funcionamiento de los vibradores internos, se deben utilizar dispositivos que determinen la frecuencia y amplitud de oscilación para verificar que los mismos se encuentran dentro de los valores recomendados. El control de la eficiencia del equipo y del método de compactación por vibración se debe efectuar según lo indicado en la norma ***IRAM 1705***.

Tabla C 5.2. Características recomendadas de los vibradores de inmersión

Rango de Consistencia	Diámetro de la aguja	Valores sugeridos de			Radio de acción
		Frecuencia	Fuerza centrífuga	Amplitud	
------	mm	Hz	kg	mm	cm
Muy seca	80 a 150	130 a 180	680 a 1800	0,80 a 1,50	30 a 50
Seca	50 a 90	130 a 200	320 a 900	0,60 a 1,30	18 a 36
Plástica	30 a 60	140 a 210	140 a 400	0,50 a 1,00	13 a 25
Muy plástica	20 a 40	150 a 250	45 a 180	0,40 a 0,80	8 a 15
Fluida	20 a 40	150 a 250	45 a 180	0,40 a 0,80	8 a 15
Muy fluida	20 a 40	150 a 250	45 a 180	0,40 a 0,80	8 a 15

C 5.7.2.4. ***El exceso de energía entregada en la compactación de un hormigón se manifiesta como pérdida de la homogeneidad alcanzada en el mezclado provocándose su segregación***. Su síntoma más evidente suele ser la aparición de una lechada en la superficie del hormigón en compactación a la par que se liberan grandes burbujas de aire del mismo. En estos casos se debe reducir la energía de compactación que se entrega al hormigón o rediseñarse la mezcla empleada.

C 5.7.4.1. ***Es conveniente la utilización de vibradores externos de encofrado cuando la disposición de la armadura dentro del encofrado no permita introducir satisfactoriamente a vibradores internos dentro de su radio de influencia, y cuando se requieran paramentos vistos muy lisos***.

C 5.7.4.2. ***Son preferibles los vibradores de encofrado de baja frecuencia y alta amplitud de oscilación***. Se debe cuidar el tiempo de funcionamiento ya que los vibradores de encofrado pueden producir segregación aún con tiempos menores que los vibradores de inmersión.

C 5.8. SUPERFICIES Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

C 5.8.1.1. ***Lograr buena adherencia en una junta de construcción siempre requiere adoptar medidas y precauciones que lo transforman en un trabajo cuidadoso***. Por ello es preferible minimizar la necesidad de juntas de construcción a las estrictamente indispensables, realizando estructuras continuas y monolíticas.

C 5.8.4.4. ***La superficie de hormigón endurecido de la junta debe ser humedecida con anticipación a la aplicación del hormigón fresco, aplicando éste en cuanto la superficie húmeda haya perdido su brillo***. Es una práctica no recomendada el humedecer el hormigón endurecido y aplicar el nuevo hormigón fresco sobre una superficie con agua libre.

C 5.8.4.5. ***Cuando se aplique la primera capa de hormigón fresco junto a una junta de construcción, se debe verificar que la misma se compacte cuidadosamente para asegurar la adherencia requerida***.

C 5.8.5.1. Las juntas de construcción se deben ubicar en aquellos lugares donde ocasionen el menor debilitamiento de la estructura.

Cuando el esfuerzo de corte debido a las cargas gravitatorias no sea significativo, como sucede habitualmente en la mitad de la luz de los elementos solicitados a flexión, una junta vertical sencilla puede ser la solución adecuada.

El diseño para fuerzas laterales puede requerir un tratamiento especial de diseño de juntas de construcción. Se pueden utilizar llaves de corte, llaves de corte intermitentes, pasadores diagonales o los métodos de transferencia de corte descriptos en el artículo 11.7. siempre que se requiera la transferencia de esfuerzos.

C 5.8.5.4. El tiempo de espera para la colocación del hormigón en aquellos elementos estructurales que apoyan en columnas y tabiques se considera necesario para evitar el agrietamiento de la zona de contacto de la losa con el elemento de soporte, que se puede originar en la exudación y el asentamiento del hormigón plástico del elemento de apoyo.

C 5.8.5.5. El hormigonados por separado de losas vigas, ménsulas y elementos similares estará permitido sólo cuando sea indicado en los documentos del Proyecto y cuando se hayan adoptado las medidas necesarias para transferir los esfuerzos existentes como se requiere en el artículo 5.8.5.1.

C 5.10. PROTECCIÓN Y CURADO DEL HORMIGÓN

C 5.10.2.1. Dado que el curado no busca por sí proveer un rendimiento adicional al hormigón de la estructura, sino que ***brinda las condiciones para alcanzar las propiedades de resistencia y durabilidad proyectadas del mismo***, se debe comprender que lo prescripto en este Capítulo de este Reglamento corresponde a las ***medidas mínimas necesarias para cumplimentar en forma suficiente tal objetivo***.

Los métodos de curado que se pueden implementar se basan en evitar la pérdida del agua disponible en la mezcla fresca, restituir el agua perdida por evaporación durante el tiempo mínimo de curado, o acelerar su endurecimiento por curado con vapor. Estos procedimientos pueden ser independientes o necesitar complementarse entre sí según las condiciones ambientes y características y requerimientos constructivos de las estructuras. La descripción y exigencias de los métodos de curado se efectúa en los artículos siguientes.

C 5.10.2.4. ***Los períodos de curado indicados están especificados por simplicidad según el tipo de cemento utilizado en la mezcla, aunque en forma estricta dependen de la velocidad de endurecimiento del mismo***. Especial atención merece la utilización de cementos con baja velocidad de endurecimiento, para los que en la Tabla 5.10. se requieren 8 días de curado mínimo, por las diferencias que se pueden encontrar entre diferentes marcas u origen.

Se deben adoptar medidas para que no se suspenda el curado en días feriados o no laborables.

C 5.10.2.6. En el caso de las estructuras que se encuentren en contacto con agentes químicos agresivos, es recomendable extender el período de curado tanto como sea posible, para mejorar la impermeabilidad y durabilidad del hormigón.

C 5.10.6.5. El ***ciclo de curado*** a vapor está compuesto por varias etapas, que incluyen: un estacionamiento previo, un incremento gradual de la temperatura, un período de curado a alta temperatura aproximadamente constante y un descenso gradual de la temperatura. En muchos casos esto se complementa con un curado húmedo posterior a temperatura ambiente. Todas las etapas están interrelacionadas entre sí, y la ***resistencia final que se obtiene depende de la duración y de las temperaturas utilizadas en cada etapa***.

Se hace notar que la utilización de temperaturas elevadas durante períodos cortos, por ejemplo ***80 °C***, puede provocar ***resistencias menores*** a la edad de 28 días, que las que se logran utilizando temperaturas máximas inferiores durante un período más prolongado.

C 5.10.6.6. En este artículo se establecen algunas condiciones que se deben contemplar en el diseño de un ciclo de curado a vapor.

C 5.10.6.9. ***El curado húmedo convencional especificado, realizado inmediatamente después de depositados los elementos una vez concluido su curado a vapor, es de suma importancia para mejorar la durabilidad y reducir la permeabilidad de las estructuras tratadas con curados acelerados***.

C 5.11. REQUISITOS PARA EL HORMIGONADO EN TIEMPO FRÍO

C 5.11.1. Definición

Un hormigón elaborado, transportado, colocado, compactado, curado y protegido respetando los procedimientos establecidos por este Reglamento, conducirá a obtener hormigones resistentes y durables, que le permitirán satisfacer los requisitos esperados en servicio.

Para el hormigón de corta edad, los riesgos por razones climáticas se incrementan cuando a las temperaturas ambientales de congelación se suman fuertes vientos.

Los requisitos para el hormigonado en tiempo frío, establecidos por este Reglamento, se basan en el documento ***ACI 306 R-97 "Cold Weather Concreting",*** que tiene en cuenta los siguientes principios:

a) el hormigón protegido de la congelación hasta que alcanza una resistencia de ***7 MPa*** no será dañado por la exposición a un ciclo de congelación posterior.

b) el hormigón protegido según a) madurará hasta alcanzar su resistencia potencial a pesar de su exposición posterior a tiempo frío. Sólo se requiere protección adicional cuando sea necesario obtener una determinada resistencia a una cierta edad.

c) cuando se requiera obtener una resistencia especificada a corta edad, el hormigón se debe proteger a una temperatura superior a ***10 °C***.

El mencionado documento ACI 306 R constituye un elemento de consulta para la aplicación de los requisitos establecidos en este Reglamento.

C 5.11.2. Temperaturas de colocación del hormigón fresco

Es conveniente hacer uso de las ventajas provistas por el tiempo frío para colocar hormigón de baja temperatura. El hormigón que es colocado a baja temperatura (5 ºC a 13 ºC), que está protegido contra el congelamiento y que recibe un curado prolongado, desarrolla una resistencia última mayor y también una mayor durabilidad.

El hormigonado a baja temperatura también reduce el riesgo de fisuración por retracción térmica.

La temperatura del hormigón en el momento de su colocación se debe mantener tan cerca de los mínimos establecidos como sea practicable, y preferentemente no debe superar los **25 ºC**. De no ser así puede sufrir una rápida pérdida de humedad desde las superficies expuestas al ambiente frío, porque el hormigón caliente, a su vez calienta el aire frío circundante, reduciendo así la humedad relativa de este último.

C 5.11.3. Temperaturas máximas de calentamiento de los materiales

Debido a que la temperatura del hormigón afecta la velocidad de pérdida de asentamiento y puede afectar también el comportamiento de los aditivos, las fluctuaciones de su temperatura pueden originar un comportamiento variable de los sucesivos pastones.

Los materiales se deben calentar uniformemente debido a que una considerable variación en su temperatura hará variar significativamente también la demanda de agua, la incorporación de aire, la velocidad de fraguado, y la consistencia del hormigón

Si los agregados están libres de hielo y de terrones congelados, habitualmente basta calentar sólo el agua de mezclado para obtener la temperatura mínima requerida en el hormigón. Pero cuando la temperatura del aire está significativamente por debajo de los **– 4 ºC**, frecuentemente es necesario calentar también los agregados. Rara vez es necesario calentar los agregados a temperaturas superiores a los ***15 ºC***, si el agua de mezclado se calienta a ***60 ºC***.

Para calentar los agregados es recomendable hacer circular vapor en cañerías. Si bien el uso de chorros de vapor directamente sobre los agregados puede causar variaciones problemáticas de su humedad, constituye el método térmicamente más eficiente para calentar los agregados y puede constituir el único método práctico cuando se necesita descongelar cantidades importantes de agregados a temperatura extremadamente baja. En tal caso el descongelamiento se debe realizar con la suficiente anticipación a la elaboración del hormigón como para alcanzar un sustancial equilibrio entre el contenido de humedad y la temperatura.

En ocasiones se ha empleado aire caliente seco en vez de vapor de agua, para mantener libres de hielo a los agregados.

Si se conocen las temperaturas de todos los constituyentes y el contenido de humedad de los agregados, se puede estimar la temperatura final de la mezcla de hormigón a partir de la siguiente fórmula:

$$T = \frac{[0{,}22\,(Taf\ \ Paf + Tag\ \ Pag + Tc\ \ Pc) + Ta\ \ Pa + Taf\ \ Pafs + Tag\ \ Pags]}{[0{,}22\,(Paf + Pag + Pc) + Pa + Pafs + Pags]}$$

Si la temperatura de uno o ambos agregados es inferior a ***0 ºC***, el agua libre de los mismos estará congelada, y consecuentemente la expresión anterior se deberá transformar sustituyendo ***(Taf Pafs)*** ó ***(Tag Pags)*** ó ambos, si corresponde, de la siguiente forma:

- ❒ Taf Pafs por Pafs (0,50 Taf – 80)
- ❒ Tag Pags por Pags (0,50 Tag – 80)

siendo:

T	la temperatura final de la mezcla de hormigón, en ºC
Tc	la temperatura del cemento, en ºC
Taf	la temperatura del agregado fino, en ºC
Tag	la temperatura del agregado grueso, en ºC
Ta	la temperatura del agua de mezclado agregada, en ºC
Pc	el peso del cemento, en kg
Paf	el peso del agregado fino, en kg
Pag	el peso del agregado grueso, en kg
Pa	el peso del agua de mezclado agregada, en kg
Pafs	el peso del agua libre en el agregado fino, en kg
Pags	el peso del agua libre en el agregado grueso, en kg

C 5.11.4. Elaboración del hormigón

Cuando se utilice agua de mezclado a temperatura regulada, es necesario disponer de cantidad suficiente de la misma para evitar las fluctuaciones de temperatura del hormigón entre pastón y pastón.

El contacto prematuro de agua muy caliente con cantidades concentradas de cemento puede causar fraguado instantáneo y bochas de cemento en la hormigonera. Puede ser una ayuda agregar el agua caliente y el agregado grueso antes que el cemento, y detener o reducir la adición del agua mientras son cargados el cemento y los agregados finos. Para facilitar el mezclado se debe colocar aproximadamente tres cuartos del agua caliente a incorporar al tambor, ya sea antes de los agregados ó con ellos, incorporando primero los agregados gruesos, luego los agregados finos y a continuación el cemento. Como componente final se debe agregar lentamente el cuarto de agua restante.

Hay aditivos incorporadores de aire que pierden su efectividad en contacto con agua caliente. En estos casos se deben adoptar las precauciones necesarias para incorporar el aditivo después que la temperatura del agua se haya reducido por el contacto con los materiales sólidos más fríos.

C 5.11.5. Colocación del hormigón

La preparación para el hormigonado implica primariamente, asegurar que todas las superficies que estarán en contacto con el hormigón colocado se encuentren a temperaturas que no puedan causar el congelamiento temprano, ni una prolongación importante del tiempo de fraguado del hormigón.

Asimismo, ***la colocación del hormigón alrededor de elementos metálicos masivos empotrados en él, que estén a temperaturas inferiores al punto de congelación del agua en el hormigón***, puede ocasionar el congelamiento local del hormigón en la interfase. Si la interfase permanece congelada más allá del momento del vibrado final del hormigón, se producirá una disminución permanente de la resistencia a la adherencia en dicha interfase, situación que se debe evitar.

Inmediatamente antes de hormigonar se debe remover toda la nieve, el hielo y la escarcha, de modo tal que ellos no ocupen el espacio destinado a ser llenado con el hormigón. Para ello se permite utilizar chorros de aire caliente sobre los encofrados, armaduras y otros elementos empotrados. A menos que el área de trabajo se encuentre dentro de un recinto, este trabajo se debe realizar inmediatamente antes de colocar el hormigón, para prevenir un nuevo congelamiento de la misma.

El hormigón no se debe colocar sobre un material de sub-base congelado. A veces la sub-base puede ser descongelada aceptablemente cubriéndola unos días antes de la colocación del hormigón con un material aislante, pero en la mayoría de los casos es necesario aplicar calor externo. Si como consecuencia de este proceso la subbase pierde valor soporte, la misma se debe volver a compactar.

C 5.11.6. Protección y curado del hormigón

C 5.11.6.1. Previo a la iniciación de las tareas de hormigonado, se debe disponer en el lugar, de los elementos para cubrir, aislar, encerrar ó calentar el hormigón recientemente colocado.

Es necesario proteger al hormigón inmediatamente después de su colocación, para prevenir su congelación a temprana edad. Esta protección debe permitir que en todas las secciones del hormigón moldeado se alcancen las condiciones de temperatura y humedad establecidas en este Reglamento.

Durante el tiempo frío, la protección provista por los encofrados, excepto aquéllos de acero, a menudo es de gran significación. Aún en recintos cerrados, los encofrados sirven para distribuir uniformemente el calor.

La mayor parte del calor de hidratación de los cementos, en su proceso de endurecimiento, se desarrolla durante los primeros tres días, por lo cual si se protege bien al hormigón para conservar ese calor durante los períodos mínimos establecidos, en general no es necesario agregar calor desde fuentes externas para mantener las temperaturas mínimas requeridas.

Para evitar la pérdida del calor interno producido por la hidratación del cemento, se debe proteger al hormigón con:

- Encofrados protegidos con un material aislante, tal como: placas de poliestireno expandido, espuma de poliuretano, espuma vinílica, lana de vidrio o fibras celulósicas.

- Mantas que contengan en su interior un material aislante, tal como: lana de vidrio, fibras celulósicas o paja.

- Materiales aislantes sueltos en elementos horizontales o subhorizontales, tal como: paja, arena o tierra.

***Debido a que las esquinas y los bordes son particularmente vulnerables, es conveniente que los espesores de material aislante para estas partes sea el triple*.**

Los recintos cerrados, no obstante constituir el método de protección generalmente más caro, también es el más efectivo, especialmente los construidos con materiales rígidos, debido a su mayor hermeticidad respecto de los flexibles y a que mantienen mucho mejor la temperatura ambiental interna. El mantenimiento de la temperatura en estos recintos se puede lograr calentando los mismos mediante inyección de aire caliente, radiadores o vapor de agua. Cuando se empleen fuentes de calor distintas del vapor de agua, se adoptarán las precauciones necesarias para evitar el secado del hormigón.

Siempre que se proteja al hormigón, se recomienda llevar un registro continuo que incluya:

- Fecha y hora.

- Temperatura exterior.

- Temperatura del hormigón en el momento de su colocación, y condiciones generales del tiempo. (calmo, ventoso, claro, nublado).

- Temperatura del ambiente interno en distintos puntos del recinto de protección, incluyendo las superficies, ángulos y aristas del hormigón, en varios lugares de la estructura.

C 5.11.6.6. En climas fríos, el curado húmedo con agua es el método menos recomendable, debido a que cuando los recintos de protección se encuentran mal sellados se produce el congelamiento del agua en el interior de los mismos. Por otra parte, con este método, al saturarse de agua el hormigón, aumenta la posibilidad de congelamiento del mismo al ponerse en contacto con el ambiente exterior, una vez finalizado el período de protección.

C 5.12. REQUISITOS PARA EL HORMIGONADO EN TIEMPO CALUROSO

C 5.12.1. Definición

***El tiempo caluroso puede afectar las propiedades del hormigón fresco y endurecido, y el comportamiento en servicio del mismo*.**

a) Efectos del tiempo caluroso sobre el hormigón fresco

- ❒ Incrementa la demanda de agua de mezclado.
- ❒ Incrementa la velocidad de aumento de consistencia del hormigón, y por ende la tendencia a agregarle agua en el lugar de colocación.
- ❒ Reduce el tiempo inicial de fraguado del hormigón, dificultando las operaciones de transporte, colocación, compactación, terminación y curado del hormigón. Además incrementa la posibilidad de generar juntas de construcción no previstas.
- ❒ Incrementa la posibilidad de que se produzcan fisuras por contracción por secado del hormigón.
- ❒ Dificulta mantener bajo control el contenido de aire incorporado al hormigón.

b) Efectos del tiempo caluroso sobre el hormigón endurecido:

- ❒ Reduce las resistencias del hormigón, como consecuencia de una mayor demanda de agua de mezclado a medida que se incrementa su temperatura.
- ❒ Aumenta la tendencia a que se produzca en el hormigón fisuración debida a contracción por secado y por shock térmico.
- ❒ Reduce la durabilidad del hormigón.
- ❒ Disminuye la posibilidad de lograr una apariencia uniforme en las superficies vistas de los hormigones.

C 5.12.2. Temperatura de colocación del hormigón fresco

C 5.12.2.1. ***A menudo se especifica una temperatura máxima del hormigón en el momento de ser colocado, en un intento de controlar su resistencia, durabilidad, fisuración por contracción plástica, fisuración térmica, y contracción por secado. No obstante la colocación del hormigón en tiempo caluroso es demasiado compleja como para estar relacionada simplemente con el fraguado a una dada temperatura máxima mientras es colocado ó entregado***. Ver los artículos 5.12.2.2. y 5.12.2.3. de este Reglamento.

Las medidas de precaución requeridas en un día calmo y húmedo serán menores que las requeridas en un día seco, ventoso y soleado, aún para temperaturas idénticas del aire ambiente.

C 5.12.2.3. El agrietamiento por contracción plástica está asociado frecuentemente a los hormigonados en tiempo caluroso en climas áridos y se pueden producir siempre que la velocidad de evaporación sea mayor que la velocidad de exudación del hormigón.

Desde el punto de vista de la fisuración plástica, temperaturas del hormigón aún menores que 30 ºC pueden ser críticas, según se aprecia en la Tabla C 5.3.

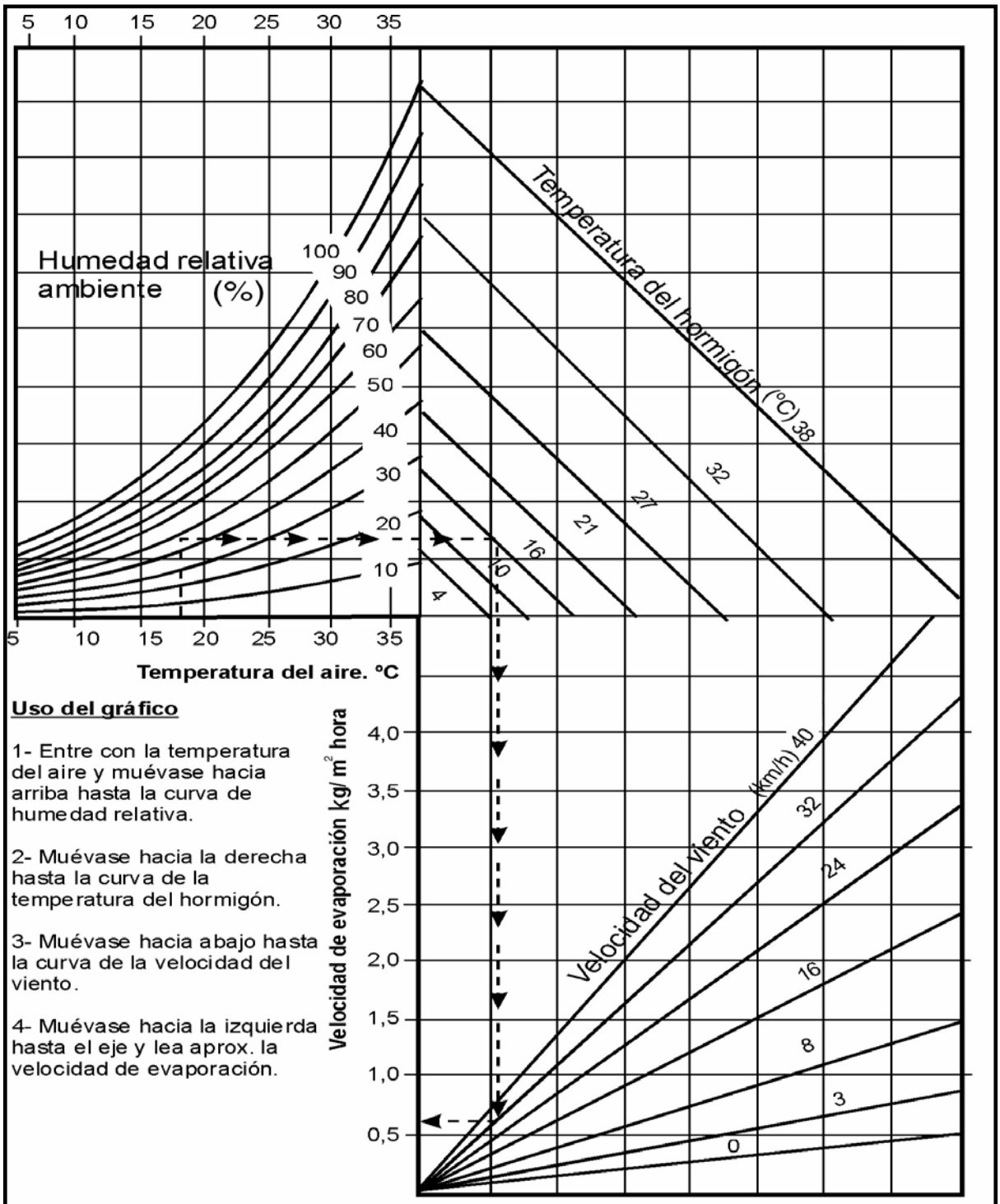


Figura C 5.1. Efecto de la temperatura del hormigón y del aire, de la humedad relativa ambiente y de la velocidad del viento, sobre la velocidad de evaporación de la humedad superficial del hormigón.

Tabla C5.3. Temperaturas del hormigón y humedades relativas para limitar la velocidad de evaporación crítica para que se produzca la fisuración plástica a 1 kg/m^2 h (se asume una velocidad de viento de 16 km/h y una diferencia de temperatura entre hormigón y aire de 6 ºC)

Temperatura del hormigón (ºC)	Humedad relativa (%)
41	90
38	80
35	70
32	60
29	50
27	40
24	30

Se recomienda tomar medidas precautorias cuando la velocidad de evaporación prevista se aproxime a ***1 kg/m^2 h***. La velocidad de evaporación se puede determinar de acuerdo con el comentario al artículo 5.12.6.2.

C 5.12.3. Reducción de la temperatura del hormigón

Es difícil obtener, sin enfriamiento artificial, las temperaturas más favorables para el hormigón fresco a colocar en tiempo caluroso, las cuales están comprendidas generalmente entre 10 ºC y 16 ºC.

Si durante las tareas de hormigonado se permite que la temperatura del hormigón fresco se vaya incrementando en los sucesivos pastones, se pueden producir diversos inconvenientes que tenderán a perjudicar la calidad final del material.

A medida que aumenta la temperatura del hormigón hay pérdida de asentamiento, lo cual se tiende a compensar, inadecuadamente, agregando más agua a la mezcla, disminuyendo así la resistencia y afectando en forma desfavorable otras propiedades importantes del hormigón.

***Para estimar la temperatura del hormigón recién mezclado, se pueden emplear las siguientes expresiones*:**

- ***Hormigón sin hielo:***

  La misma expresión que en el artículo 11.3 de estos Comentarios.

❒ ***Hormigón con hielo:***

$$T = \frac{[0{,}22\,(Taf\ Paf + Tag\ Pag + Tc\ Pc) + (Pa - Ph)\ Ta + Taf\ Pafs + Tag\ Pags] - 80\ Ph}{[0{,}22\,(Paf + Pag + Pc) + Pa + Ph + Pafs + Pags]}$$

siendo:

Ph el peso del hielo, en kg

El significado de cada uno de los restantes términos se indica en el comentario al artículo 5.11.3.

La temperatura tiene una influencia directa en la velocidad de hidratación del cemento. Al aumentar la temperatura, aumenta su velocidad de hidratación, aumenta la velocidad de pérdida de fluidez del hormigón, lo cual generalmente implica una mayor demanda de agua, menor resistencia y mayor contracción plástica y por secado.

Tal aumento depende del tipo y composición del cemento que se utilice y del aditivo retardador del tiempo de fraguado que se emplee.

Debido a que su calor específico es entre cuatro a cinco veces mayor que el del cemento o de los agregados, el agua de mezclado posee el mayor efecto por unidad de peso, sobre la temperatura del hormigón, que cualquiera de los componentes sólidos.

Es fácil controlar la temperatura del agua y, aunque este material se utiliza en menor cantidad que los componentes sólidos, el uso de agua fría de mezclado produce una reducción moderada en las temperaturas de colocación del hormigón.

La reducción de la temperatura del agua se puede realizar por refrigeración directa o por mezclado de la misma con hielo.

Los silos y las tolvas absorben menos calor si se los recubre con alguna pintura reflectora del calor. También resulta de alguna ayuda pintar de blanco las superficies para minimizar el calor de origen solar.

En base a un tiempo de entrega de ***1 h*** durante un día cálido y soleado, el hormigón en un tambor blanco y limpio debería ser de ***1 ºC*** a ***1,5 ºC*** más frío que en un tambor negro ó rojo.

C 5.12.4. Elaboración del hormigón

C 5.12.4.1. ***Al fundirse, el hielo absorbe calor a razón de 80 cal/g (335 J/g), de tal modo que, para ser más efectivo, debe ser incorporado a la hormigonera en forma de escamas o fuertemente triturado como parte, o en total reemplazo del agua de mezclado***.

C 5.12.4.2. ***Debido a que la mayor parte del hormigón está constituida por los agregados, una reducción de la temperatura del agregado implica la mayor reducción de la temperatura del hormigón***. En consecuencia, se deberán emplear todos los métodos prácticos necesarios para mantener los agregados lo más fríos posible.

El rociado de los agregados gruesos con agua puede reducir su temperatura por evaporación y por enfriado directo. No obstante, el mojado de los agregados tiende a causar variaciones en la humedad superficial y por lo tanto a producir cambios en la consistencia y en la razón agua/cemento del hormigón.

C 5.12.4.4. ***Los aditivos retardadores de fraguado o fluidificantes y retardadores de fraguado que cumplen la norma IRAM 1663:2002 son benéficos para el hormigonado en tiempo cálido.***

Los aditivos fluidificantes y retardadores de fraguado son utilizados ampliamente en las condiciones de tiempo cálido. Ellos pueden ser usados en el hormigón en proporciones variadas y en combinación con otros aditivos de modo tal que, a medida que aumenta la temperatura, se emplea un mayor dosaje de aditivo, lo cual puede ser usado para obtener un tiempo de fraguado uniforme.

Debido a que los aditivos fluidificantes empleados como reductores de agua generalmente aumentan la resistencia del hormigón, pueden ser usados también, con adecuados ajustes de la mezcla, para evitar las pérdidas de resistencia que de otro modo pueden resultar de las altas temperaturas del hormigón. En comparación con otros hormigones que no poseen aditivos, una mezcla con aditivo reductor de agua y retardador puede tener mayor velocidad de pérdida de asentamiento, pero no obstante ello, en general se encontrará que si el asentamiento inicial es aumentado para compensar la pérdida, la reducción neta de agua y otros beneficios serán substanciales.

Algunos aditivos superfluidificantes ó superfluidificantes y retardadores de fraguado (norma IRAM 1663:2002) pueden dar significativos beneficios en tiempo caluroso cuando se los emplea para producir hormigones superfluidificados. Las características mejoradas del hormigón superfluidificado permiten una más rápida colocación y compactación, pudiendo reducirse el tiempo entre el mezclado y la colocación, consecuentemente .

C 5.12.4.5. ***Los procedimientos de mezclado en las condiciones de tiempo caluroso no son diferentes a las buenas prácticas bajo condiciones ambientales normales. Bajo aquellas condiciones, el tiempo de mezclado y la velocidad de mezclado de la mezcladora se deben mantener en un mínimo para evitar cualquier ganancia innecesaria de calor en el hormigón***. Tan pronto como el hormigón ha sido mezclado hasta lograr su homogeneidad, toda rotación adicional del tambor se debe producir a la menor velocidad de agitación de la unidad o a una velocidad recomendada para la mezcladora, o por el fabricante de aditivos en caso de utilizarse alguno. Se debe tratar de evitar detener la rotación del tambor por períodos prolongados.

C 5.12.5. Colocación del hormigón

Se debe minimizar el período comprendido entre el mezclado y la colocación del hormigón.

El despacho de los camiones se debe coordinar con la velocidad de colocación para evitar demoras en el arribo o períodos de espera hasta la descarga. Cuando se coloquen grandes volúmenes de hormigón, se debe disponer de buenas comunicaciones entre el lugar de colocación y las instalaciones de producción del hormigón.

Con la suficiente anticipación, se deben planificar las operaciones de colocación de modo tal de minimizar la exposición del hormigón a las condiciones adversas.

C 5.12.5.3. ***El control de los informes del tiempo local junto con la temperatura prevista o medida en el hormigón, debe permitir al personal de supervisión determinar y preparar las medidas protectoras requeridas***.

C 5.12.6. Protección y curado del hormigón

Las operaciones de protección y curado deben comenzar lo más pronto posible para evitar el secado de las superficies, con una amplia cobertura y deben ser continuadas sin interrupción. La no realización de estas tareas puede originar una contracción por secado y una fisuración excesivas, lo cual perjudicará la durabilidad de las superficies y la resistencia del hormigón.

C 5.12.6.2*. La velocidad de evaporación se puede determinar ajustadamente con una bandeja de aproximadamente 30 x 30 cm***, que se llena de agua y se pesa cada ***15*** a ***20 min*** y estará dada por la pérdida de peso del agua de la bandeja. Para ello bastará disponer de una balanza de no menos de ***3500 g*** de capacidad, graduada al ***0,1 g***.

Como ya se mencionó en los comentarios al artículo 5.12.2.3. habrá que tomar precauciones al respecto cuando dicha velocidad sea mayor que ***1 kg/m^2 h*** , y preferentemente cuando la misma supere ***0,5 kg/m^2 h***.

C 5.13. HORMIGÓN MASIVO ESTRUCTURAL

C 5.13.1*. La característica fundamental que diferencia a un hormigón masivo de uno no masivo, ya sean armados o no armados, es su comportamiento térmico***. Dado que el hormigón tiene una baja conductibilidad térmica, en grandes volumenes de hormigón el calor generado por el calor de hidratación se disipa muy lentamente, generando elevadas temperaturas en la masa del hormigón. Esto origina un significativo diferencial de temperatura entre la de su interior y la del ambiente, generando cambio de volumen diferencial y por ende restricciones internas que dan como resultado deformaciones y tensiones de tracción en la masa del hormigón, que pueden causar fisuración del elemento estructural.

El calor de una masa de hormigón se disipa en función inversa del cuadrado de su menor dimensión. Para elementos estructurales de hormigón no masivos, la mayor parte del calor de hidratación generado en su masa se disipa rápidamente, no originando diferenciales significativos entre la temperatura interior del hormigón y la del ambiente exterior. A modo de ejemplo, a continuación se detalla el tiempo en que se pueden estabilizar térmicamente los distintos elementos estructurales:

- Un tabique de hormigón de ***150 mm*** de espesor, en el orden de ***1 ½ h*** .

- Un muro de hormigón de ***1,50 m*** de espesor, en el orden de una ***(1) semana***.
- Un muro de hormigón de ***15 m*** de espesor, en el orden de dos **(2) años**.

***En el hormigón masivo, las deformaciones y tensiones de origen térmico se desarrollan de dos (2) maneras*:**

- Por la disipación del calor de hidratación del cemento.
- Por los ciclos periódicos de la temperatura ambiente.

Se puede lograr una reducción en la generación del calor interno, y por ende en la temperatura interna de la masa del hormigón mediante:

- El uso en la mezcla de contenidos bajos de cemento.
- La sustitución de parte del cemento por material puzolánico.
- El uso de cementos especiales de bajo calor de hidratación.

C 5.13.2.1 ***El cemento pórtland normal, que se usa en la mayoría de las estructuras convencionales de hormigón, no se aconseja para la ejecución de estructuras de hormigón masivo armado o sin armar, dado que su calor de hidratación produce elevadas temperaturas en la masa del hormigón. El posterior enfriamiento origina fisuras en la estructura. Se recomienda el uso de cementos de bajo calor de hidratación, con o sin adiciones***.

C 5.13.2.2. ***Para hormigón masivo se recomienda el uso de agregados gruesos del mayor tamaño máximo nominal posible, dado que de esta manera se reduce el contenido de cemento en la mezcla***.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6.

SISTEMAS DE ENCOFRADOS. CAÑERÍAS PARA CONDUCCIÓN DE FLUIDOS, INCLUIDAS EN LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN

C 6.2. REMOCIÓN DE ENCOFRADOS, APUNTALAMIENTOS Y ARRIOSTRAMIENTOS. REAPUNTALAMIENTOS

C 6.2.1.2. ***El diseño de los encofrados, apuntalamientos, reapuntalamientos y demás elementos de sostén para la construcción de estructuras de edificios de varios pisos debe considerar, aunque no en forma limitativa, los siguientes puntos:***

a) La carga utilizada para el diseño de las losas o elemento estructural, incluyendo sobrecargas, cargas de repartición y otras cargas. Cuando para el diseño de determinados elementos estructurales se haya considerado un coeficiente de reducción de la carga de peso propio o se hayan realizado consideraciones especiales para las cargas constructivas, tales circunstancias deben constar en el análisis, cálculos y planos.

b) El peso propio del hormigón, encofrados, apuntalamientos y demás elementos de sostén.

c) Sobrecargas correspondientes a las diferentes etapas constructivas, como por ejemplo cargas de grúas y equipos o de materiales que se puedan acopiar eventualmente en los pisos.

d) Resistencia especificada para el hormigón de la estructura.

e) Período de tiempo entre el hormigonado de los sucesivos pisos.

f) Resistencia efectiva del hormigón requerida en un determinado piso para soportar las cargas de los apuntalamientos ubicados por encima de la misma.

g) La distribución de las cargas entre losas, puntales originales y puntales del reapuntalamiento al momento de hormigonar, de desencofrar y de remover los puntales de reapuntalamiento.

h) Luces entre apoyos permanentes de las losas y de las vigas y de cualquier otro elemento estructural.

i) Tipo de encofrado y apuntalamiento utilizado, como por ejemplo: puntales individuales y torretas metálicas.

j) Edad mínima a la que se deben realizar las diferentes operaciones en cada piso.

C 6.2.1.3. ***El desencofrado de estructuras de hormigón de varios pisos debe ser planificado considerando los apoyos temporarios que se deben colocar en toda la estructura y en cada elemento estructural en particular***. El procedimiento a adoptar se debe analizar previamente a la construcción, y se debe basar en un análisis estructural que tenga en cuenta como mínimo las siguientes premisas:

a) El sistema estructural que se genera en las diferentes fases de la construcción y las cargas constructivas que corresponden a cada fase.

b) La resistencia del hormigón a diferentes edades durante el período constructivo.

c) La influencia de las deformaciones de la estructura y del sistema de apuntalamiento en la distribución de las cargas de peso propio y las cargas constructivas durante las diferentes etapas constructivas.

d) La resistencia y el espaciamiento de los puntales individuales o sistemas de apuntalamiento, como así también el método para ejecutar el apuntalamiento, los arriostramientos, la remoción del apuntalamiento y el reapuntalamiento, incluyendo los intervalos del tiempo mínimo entre las distintas operaciones mencionadas.

e) Cualquiera otra carga o condición que afecte la seguridad o puesta en servicio de la estructura durante su construcción.

Las cargas de origen constructivo frecuentemente son iguales o mayores que las sobrecargas especificadas para la estructura terminada. Por ende el diseño del apuntalamiento y reapuntalamiento se debe realizar mediante un método de análisis racional, que permita asegurar que a la edad a la que se van a efectuar tales operaciones, la estructura cumpla las siguientes condiciones:

- Que el hormigón de la estructura tenga una resistencia adecuada para soportar las cargas realmente aplicadas.

- Que las deformaciones del hormigón tengan una magnitud tal que no causen daños permanentes a la estructura.

C 6.2.2.5. ***La aplicación del criterio de madurez del hormigón requiere datos experimentales obtenidos utilizando los mismos métodos y materiales con los que se va a construir la estructura***. A través de ellos se debe demostrar fehacientemente que, a igual grado de madurez del hormigón, existe una correlación entre la resistencia del hormigón colocado en la estructura y la obtenida por ensayo a compresión de probetas moldeadas y curadas en condiciones de laboratorio, representativas del hormigón colocado en la estructura.

C 6.2.2.7. ***Para aplicar los plazos mínimos establecidos en las Tablas 6.1.*** *y* ***6.2.*** para la remoción de encofrados laterales, apuntalamientos y otros elementos de sostén, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- que el hormigón se haya elaborado con un tipo de cemento que tenga el crecimiento de resistencia a edad temprana similar a la de un cemento pórtland normal.

- que no se hayan utilizado aditivos retardadores del tiempo de fraguado.

- que el hormigón no se haya colocado a bajas temperaturas.

- que el tiempo acumulado de curado se haya contabilizado como la suma de intervalos del tiempo, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura del medio ambiente circundante al hormigón es igual o mayor de ***10 ºC***.

- que el elemento estructural a desapuntalar soporte exclusivamente su peso propio. Esta restricción es válida sólo para los plazos indicados en la ***Tabla 6.2*****.**

Cuando se utilice un cemento cuyo desarrollo de resistencia es más lento que el cemento pórtland normal (por ejemplo cemento de bajo calor de hidratación) o condiciones constructivas especiales, los Documentos del Proyecto deben establecer los tiempos límite de desencofrado y desapuntalamiento.

C 6.3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ENCOFRADOS

C 6.3.1. Presión lateral originada por el hormigón fresco sobre los encofrados

El diseño, construcción y remoción de los encofrados, cimbras, apuntalamientos, arriostramientos y elementos de unión y sujección, requieren de un análisis y planificación profunda para lograr que los mismos sean seguros y económicos. En el Capítulo 6 sólo se establecen los requisitos mínimos imprescindibles para un diseño seguro de los mismos*.*

Cuando se aborde el diseño de encofrados, cimbras, apuntalamientos, arriostramientos y elementos de unión y sujección, se deben valorar cada una de las premisas básicas que se mencionan a continuación y que están explícitamente contempladas en distintos artículos del ***Capítulo 6*** :

- El método a usar en obra para colocar el hormigón.

- La velocidad de colocación del hormigón.

- La temperatura del hormigón en el momento de su colocación.

- Los tipos de aditivos químicos utilizados para elaborar el hormigón.

- El uso de vibradores de inmersión o eventualmente el de vibradores de superficie adosados a los encofrados.

- La resistencia efectiva del hormigón, necesaria en el momento de remover los encofrados, apuntalamientos o reapuntalamientos.

- La combinación de esfuerzos de cualquier naturaleza, tanto verticales como horizontales, que al actuar y superponerse produzcan las tensiones más desfavorables, con los cuales se dimensionarán las secciones.

- El diseño de los arriostramientos y sujecciones necesarios para que el sistema de encofrados soporte todas las cargas verticales y horizontales actuantes, hasta que dichas cargas puedan ser soportadas por la estructura resistente de hormigón endurecido.

- El diseño, los materiales y las técnicas constructivas a usar en los encofrados para que los elementos estructurales, posteriormente a su desencofrado, queden con las formas, dimensiones, alineaciones, alturas y posicionamiento establecidos en los Documentos del Proyecto y con las tolerancias especificadas.

- Los requisitos especiales a tener en cuenta en el diseño y la ejecución de cáscaras, estructuras plegadas, hormigón arquitectónico u otros tipos de estructuras especiales.

- El diseño y la ejecución de los encofrados para elementos estructurales de hormigón pretensado, que permita el libre movimiento del elemento estructural, sin que se dañe durante la aplicación de la fuerza de pretesado a las armaduras.

C 6.3.1.2. ***Cuando se carezca de valores de presiones obtenidos experimentalmente y se utilice hormigón con cemento pórtland normal o de velocidad de fraguado y endurecimiento similar, sin incorporación de aditivos de cualquier tipo que retarden el tiempo de fraguado como efecto principal o secundario, con asentamiento igual o menor de 10 cm y peso unitario de aproximadamente 2400 kg/m^3, se podrá utilizar la presión lateral dada por las siguientes expresiones:***

a) Columnas

Se diseñará con el menor valor de ***(p)*** que resulte de las tres ***(3)*** expresiones siguientes:

$$p = 7{,}2 + 785\ R\ (T + 17{,}8)$$

$$p = 144\ kPa$$

$$p = 24\ h$$

b) Tabiques, con velocidad de colocación del hormigón igual o menor de 2 m/h

Se diseñará con el menor valor de ***(p)*** que resulte de las tres ***(3)*** expresiones siguientes:

$$p = 7{,}2 + 785\ R\ /\ (T + 17{,}8)$$

$$p = 100\ kPa$$

$$p = 24\ h$$

c) Tabiques, para una velocidad de colocación del hormigón entre 2 m/h y 3 m/h
Se diseñará con el menor valor de ***(p)*** que resulte de las tres ***(3)*** expresiones siguientes:

$$p = 7{,}2 + 1156 / (T + 17{,}8) + 244\ R /(T + 17{,}8)$$

$$p = 100\ kPa$$

$$p = 24\ h$$

siendo:

p la presión lateral sobre el encofrado, en kPa.

h la altura del hormigón fresco por encima del punto considerado, en m.

R la velocidad de colocación del hormigón, en m/h.

T la temperatura del hormigón en el encofrado, en ºC.

***d) Encofrados deslizantes, sus estructuras de soporte y sus sujecci*onen**s
Se proyectarán y calcularán para soportar la siguiente presión lateral del hormigón fresco:

$$p = c_1 + 524\ R / (T + 17{,}8)$$

siendo:

c_1 el coeficiente igual a 4,79.

p la presión lateral sobre el encofrado, en kPa.

R la velocidad de colocación del hormigón, en m/h.

T la temperatura del hormigón en el encofrado, en ºC.

C 6.4. CAÑERIAS PARA LA CONDUCCION DE FLUIDOS, INCLUIDAS EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON

C 6.4.1.1. Este Reglamento permite la ***inclusión de canalizaciones, cañerías, y sus correspondientes uniones y accesorios, de cualquier material que no sea perjudicial para el hormigón, dentro de las limitaciones establecidas en este Reglamento, con la condición de que el elemento embebido no reemplace estructuralmente al hormigón cuyo lugar ocupa***.

Cuando se coloquen canalizaciones, cañerías y sus correspondientes uniones y accesorios embebidas en la masa del hormigón, se debe evitar que:

a) Afecten significativamente la resistencia del elemento estructural.

b) Ocupen más del **4 %** del área de la sección transversal usada para el cálculo de la columna o la requerida para su protección contra incendio.

c) Su dimensión externa sea mayor que ***1/3*** del espesor total de la losa, tabique, o viga en que está embebida.

d) Estén espaciadas a una distancia entre ejes menor de ***3 veces*** su diámetro o ancho, según corresponda.

C 6.4.1.3. ***Cuando se quiera embeber en el hormigón cañerías especiales que no estén contempladas en este Reglamento, por ejemplo cañerías de alta presión, cañerías para conducción de sustancias químicas y petróleo, etc, se recomienda realizar estudios especiales basados en las especificaciones que correspondan al sistema de cañerías a colocar***.

C 6.4.1.8. ***El aluminio reacciona con el hormigón***. En presencia de iones de cloruro también puede reaccionar electrolíticamente con el acero de las armaduras. Por lo tanto no se deben usar conductos de aluminio para canalizaciones eléctricas, dado que las corrientes erráticas que se pueden originar aceleran la reacción electrolítica aluminio-acero.

C 6.5. TOLERANCIAS CONSTRUCTIVAS DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES TERMINADOS

C 6.5.4.2 Superficies encofradas

a) Terminación T-1

Tal es el caso de las estructuras que serán cubiertas con suelos u otros materiales de relleno. Para los encofrados no se especifican materiales especiales con tal de que las tablas sean rectas y planas, y los encofrados sean suficientemente estancos como para impedir toda pérdida de mortero durante la ejecución de las estructuras.

Los encofrados se pueden construir con el mínimo de refinamientos, con tal que permitan obtener elementos estructurales de la forma y dimensiones indicadas en los planos.

b) Terminación T-2

Para posibilitar la obtención de esta terminación, los encofrados se deben ejecutar con cuidado, sin combaduras, faltas de alineación ni de nivel que llamen la atención, ni que resulten fácilmente visibles.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 7.

DETALLES DE ARMADO

Tanto en este Reglamento como en sus Comentarios 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.

C 7.1. GANCHOS NORMALES

C 7.1.3. La utilización de ganchos normales, tanto en los ***estribos abiertos*** como en los ***cerrados***, está limitada a ***barras con*** $d_{be} \leq 25$ ***mm***, y el gancho con un ángulo de doblado de ***90 grados*** más una prolongación, como mínimo, igual a $6\ d_{be}$, está limitado además a ***barras o alambres*** con $d_{be} \leq 16$ ***mm***. En ambos casos, los valores dados surgen de los resultados de las investigaciones realizadas en Estados Unidos que han demostrado que las barras de diámetros mayores con ganchos de ***90 grados*** y prolongaciones de $6\ d_{be}$ ***tienden a separarse del hormigón bajo cargas elevadas***.

C 7.2. DIÁMETROS MÍNIMOS DEL MANDRIL DE DOBLADO

Los ***mandriles de doblado*** de las barras y alambres se especifican en función del ***diámetro interior de doblado***, por ser más fácil de medir que el radio de doblado.

Los ***principales factores*** que determinan ***el valor del diámetro mínimo del mandril de doblado son***:

- La ***capacidad del acero de ser doblado sin roturas***, para lo cual debe cumplir con las normas IRAM-IAS correspondientes.

- La ***verificación de la tensión de aplastamiento del hormigón*** en la zona del doblado.

- Las ***tracciones transversales que se originan y que tienden a desprender al hormigón***, situación particularmente peligrosa cuando los recubrimientos de las barras o alambres son pequeños, razón por la cual en estos casos se recomienda rodear la armadura con estribos.

C 7.2.1. La ***Tabla 23*** del Reglamento CIRSOC 201 del año ***1982*** establecía diferencias entre los mandriles de doblado correspondientes a los ganchos y a otras curvaturas. Con el fin de conservar un criterio similar, que mantienen además otros reglamentos muy actualizados, se ha decidido incorporar en el artículo 7.2.2. el criterio de incrementar en un ***50 %*** los valores establecidos en la Tabla 7.2.1.1, para los casos de las barras dobladas que desarrollan grandes esfuerzos en la zona curvada.

De esta forma se preserva la posibilidad de mantener la continuidad a través del doblado de las barras así como de doblarlas para absorber esfuerzos de corte, práctica poco habitual en los Estados Unidos.

C 7.2.3. El valor del ***diámetro mínimo del mandril de doblado***, establecido en ***4*** d_{be} para los tamaños de barras y alambres que se utilizan para estribos abiertos y estribos cerrados, se fundamenta en la práctica constructiva aceptada en nuestro país. El empleo de barras o alambres con $d_{be} \leq 16$ ***mm para estribos con ganchos*** a ***90 grados*** o ***para estribos cerrados con ganchos a 135 grados***, facilita el proceso de doblado en serie con los equipos disponibles.

C 7.2.4. ***Las mallas de acero soldadas de alambres lisos y conformados se pueden utilizar para la ejecución de estribos abiertos y de 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. Los efectos de la temperatura de la soldadura se disipan, por lo general, a una distancia aproximadamente igual a ***4*** d_{be} del ***nudo soldado***.

Cuando la ***distancia sea menor que el valor 4*** d_{be} , se permite que el nudo soldado pueda quedar ubicado en el interior de la zona de doblado, siempre que se utilice para ejecutar el doblado, un mandril con un encastre que permita alojar al alambre transversal (ver el artículo 7.2.4.2.).

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.

C 7.3. DOBLADO DE LA ARMADURA

C 7.3.1. Cuando se requiera un ***doblado poco usual***, con diámetros del mandril de doblado de las barras o alambres menores que los exigidos en los ensayos de doblado de las normas IRAM- IAS, ***se puede necesitar un acero de fabricación especial*** que deberá cumplir con las condiciones de certificación vigentes.

C 7.3.2. Las condiciones de construcción pueden determinar la necesidad de doblar barras o alambres que ya se encuentran incorporados al hormigón, operación que no se puede efectuar sin la autorización del Director de Obra o de la persona que éste designe, quien ***debe determinar si las barras o alambres se pueden doblar en frío o si es necesario calentarlos***.

En este caso se debe contar con el certificado del fabricante garantizando que se mantienen las propiedades del acero.

C 7.4. ESTADO SUPERFICIAL DE LA ARMADURA

C 7.4.2. Los límites especificados para la ***oxidación*** se basan en las investigaciones y ensayos descriptos en la referencia 7.4. y en la revisión de ensayos y recomendaciones anteriores. La mencionada referencia proporciona una guía con respecto a los efectos de la oxidación y de la escamación sobre las características de adherencia de las barras y alambres conformados. La investigación realizada en Estados Unidos ha demostrado que una cantidad normal de óxido aumenta generalmente la adherencia, pero que debido al

manejo brusco que se realiza en obra de las barras o alambres a colocar, el óxido que está suelto se puede desprender y en consecuencia perjudicar la adherencia entre el hormigón y el acero.

Ver el artículo 5.6.6.8. de este Reglamento.

C 7.4.3. La referencia 7.5. constituye una guía para evaluar el grado de oxidación de los cables de pretensado.

C 7.5. COLOCACIÓN DE LA ARMADURA

C 7.5.1. Toda la armadura, ***incluyendo los cables y las vainas para postesado***, debe estar adecuadamente apoyada en el encofrado y correctamente vinculada entre sí para evitar que se desplace al colocar el hormigón, o por el movimiento de los operarios. Los estribos de las vigas deben estar apoyados en el fondo del encofrado de la misma, por medio de separadores. Cuando se apoye sólo la armadura longitudinal inferior de la viga, el movimiento propio de los trabajos de construcción puede desacomodar los estribos cerrados y también cualquier cable de pretensado fijado a ellos.

Con el fin de mantener las armaduras ***ubicadas en su posición***, dentro de las tolerancias especificadas en el artículo 7.5.2., se recomienda colocar separadores con la siguiente distancia mínima:

- Losas
  - armadura superior: ***50*** d_b ó ***500 mm***
  - armadura inferior: ***50*** d_b ó ***1,0 m***
- Tabiques: ***50*** d_b ó ***1,0 m***
- Vigas y columnas: ***1,0 m***, disponiendo como mínimo tres **(3)** planos por tramo y para los estribos dobles o elementos con un ancho superior a **300 mm**, ***2 separadores*** en cada sección transversal apoyada.
- Bases y losas de fundación: ***50*** d_b ó ***1,0 m***

C 7.5.2. La práctica generalmente aceptada, tal como se refleja en el Reglamento CIRSOC 201-82 y en la referencia 7.6., ha establecido tolerancias para la altura total de los encofrados y para la fabricación de barras y alambres doblados, al igual que para estribos abiertos, estribos cerrados y zunchos en espiral. No obstante, el Proyectista o Diseñador Estructural puede especificar tolerancias más restrictivas que las permitidas en este Reglamento, cuando considere que es necesario minimizar la acumulación de tolerancias que originen una excesiva reducción de la altura efectiva o del recubrimiento.

Para la ***distancia libre mínima***, con respecto a la parte inferior del elemento, se ha fijado una tolerancia más restrictiva por su importancia en cuanto a la durabilidad y a la protección contra el fuego. Por lo general, las barras y alambres están apoyados de tal manera que la aplicación de la tolerancia especificada resulta posible.

Para el caso del ***hormigón pretensado***, puede resultar útil establecer ***tolerancias más restrictivas*** que las que fija este Reglamento con el fin de controlar los valores de la contraflecha dentro de los límites aceptables para el Proyectista o Diseñador Estructural, o para el Comitente. En estos casos, el mencionado Proyectista debe especificar las tolerancias necesarias. En la referencia 7.7. se establecen recomendaciones al respecto.

C 7.5.2.1. Este Reglamento especifica una tolerancia para la ***altura útil d*** porque se trata de un ***valor fundamental para la resistencia del elemento estructural***.

Dado que las barras y alambres que constituyen la armadura se ubican tomando como referencia los ***bordes de los elementos*** y las ***superficies de los encofrados***, la altura ***d*** no siempre es suficientemente respetada en obra, razón por la cual se aconseja que los Proyectistas o Diseñadores Estructurales especifiquen tolerancias tanto para la colocación de las barras y alambres, como para el recubrimiento y el tamaño del elemento. Ver la referencia 7.6. y el Capítulo 12 y 13 del CIRSOC 201-82.

C 7.5.4. La ***soldadura "por puntos"***, donde se sueldan las barras en el punto de cruce, puede debilitar seriamente a la barra en el punto de soldadura, creando un efecto metalúrgico de entalladura. Esta operación sólo se puede realizar con seguridad cuando tanto el material soldado como los procedimientos de soldadura estén sujetos a un control competente continuo, como en el caso de la fabricación industrial de mallas soldadas.

C 7.6. LÍMITES PARA LA SEPARACIÓN DE LA ARMADURA

Las longitudes de anclaje establecidas en el Capítulo 12 de este Reglamento están determinadas en función de las separaciones mínimas de las barras y alambres, a partir de la versión 1989 del Código ACI, razón por la cual, en algunos casos, puede ser necesario utilizar una separación de barras mayor que el mínimo establecido.

Los ***límites mínimos*** se establecieron, originalmente, con la finalidad de facilitar la ***colocación del hormigón dentro de los espacios*** comprendidos entre las barras o alambres entre sí y entre las barras o alambres y el encofrado, sin crear nidos ni oquedades, y ***evitar*** además la ***concentración de barras y alambres en un mismo plano***, lo que podría originar fisuras por esfuerzos de corte o por contracción. Un caso típico es aquel que se presenta cuando es necesario colocar la armadura en varias capas superpuestas.

El uso del diámetro ***"nominal"*** de las barras y alambres, para definir la separación mínima, permite disponer de un criterio uniforme para tratar a las armaduras.

Por las razones expuestas con respecto a facilitar el llenado de los moldes correctamente, se recomienda que la separación libre entre barras o alambres, tanto en sentido horizontal como vertical, además de cumplir con lo especificado, sea como mínimo ***1,33 veces*** el tamaño máximo nominal del agregado grueso del hormigón empleado. Ver el artículo 3.2.4.2.c) de este Reglamento.

C 7.6.6. Paquetes de barras

No se deben utilizar paquetes de barras en aquellos elementos donde el acero pueda trabajar en el rango inelástico, como por ejemplo en el caso de las acciones sísmicas.

La referencia 7.8., dedicada a la investigación sobre adherencia, indica que en los paquetes, el corte de las barras ***debe ser escalonado***.

Los ***paquetes de barras*** se deben sujetar con alambre, de tal manera de asegurar que permanezcan en la posición vertical u horizontal establecida.

La ***limitación*** de no utilizar paquetes de barras de $d_b > 32$ ***mm*** en **vigas**, resulta práctica para las dimensiones de los elementos que se utilizan en la construcción de edificios. (En la referencia 7.9. para vigas de puentes se admite, por ejemplo, la utilización de paquetes de barras con $d_b > 40$ ***mm***).

El cumplimiento de las especificaciones establecidas en el artículo 10.6. para el control de la fisuración, ***desaconseja*** la utilización de paquetes de barras con $d_b > 32$ ***mm*** como armadura de tracción.

Las formas típicas de los paquetes de barra, como se indica en la Figura 7.6.6.1. de este Reglamento, son: triangular, cuadrada o en forma de ***L*** para paquetes de tres o cuatro barras.

Como ***precaución práctica*** se recomienda que los paquetes de más de una barra, colocados en el plano de flexión, no se deben doblar ni ser utilizados para formar ganchos en dicho plano. Cuando se necesiten ganchos en los extremos, es preferible escalonarlos individualmente dentro de un mismo paquete.

C 7.6.7. Cables y vainas de pretensado

C 7.6.7.1. La ***separación mínima permitida en este artículo de este Reglamento***, para resistencias del hormigón de ***28 MPa*** o mayores al momento de producirse la transferencia del esfuerzo de pretensado, se fundamenta en las referencias 7.10. y 7.11.

C 7.6.7.2. Cuando en una ***viga***, las vainas para el acero de pretensado estén ubicadas muy cerca en sentido vertical, se deben adoptar precauciones con el fin de evitar que el acero de pretensado rompa y atraviese la vaina al ser tesado. La ubicación horizontal de las vainas debe permitir la adecuada colocación del hormigón.

Generalmente, una separación libre de ***1,33 veces*** el tamaño máximo nominal del agregado grueso, pero no menor de ***25 mm***, resulta suficiente.

Cuando la concentración de cables o de vainas tienda a crear un plano débil en el recubrimiento del hormigón, se deberá colocar armadura con el fin de controlar la fisuración.

C 7.7. RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

El Proyectista o Diseñador Estructural ***debe especificar*** un espesor mínimo de recubrimiento de hormigón para todas las armaduras del elemento estructural que se encuentren más cercanas al exterior, con el fin de proporcionarles una adecuada protección contra el clima, la corrosión y la acción del fuego.

En las Tablas 7.7.1., 7.7.2. y 7.7.3. se especifican espesores mínimos de recubrimiento en función del tipo de hormigón (si es colocado en obra, prefabricado o pretensado), del tipo de elemento estructural y del grado de exposición (en contacto con el suelo, expuesto al aire, etc.).

En la referencia 7.19. se explica que por razones de practicidad y simplicidad, en Estados Unidos es habitual considerar que los recubrimientos indicados en el Código ACI 318 están cumplidos, en el caso de las ***vigas***, si se ubican los ejes de las barras o alambres que constituyen la armadura principal a flexión, a una distancia entre ***60*** y ***75 mm*** desde la cara superior o inferior de la viga, con el fin de asegurar, tanto para las barras o alambres, como para los estribos, un recubrimiento mínimo de ***40 mm***, como se exige en dicho Código.

En el caso de las ***losas***, la práctica habitual considera suficiente ubicar el centro de las barras o alambres a una distancia de ***25 mm*** con el fin de garantizar el recubrimiento exigido por el Código ACI 318 de ***20 mm***.

En función de los valores de recubrimiento adoptados para nuestro país en la Tabla 7.7.1. de este Reglamento y siguiendo el criterio de la referencia 7.18. se puede considerar que los recubrimientos exigidos en el CIRSOC 201-2005 están cumplidos si en el caso de las ***vigas*** se ubican los ejes de las barras o alambres que constituyen la armadura principal a flexión, a una distancia de ***40 mm*** desde la cara superior o inferior de las vigas, con el fin de garantizar tanto para las barras o alambres, como para los estribos, un ***recubrimiento mínimo*** de ***20 mm***.

En el caso de las losas, el criterio a adoptar en nuestro país, es igual al criterio descripto en el 4° párrafo de este artículo.

En el artículo 7.7. la condición ***"superficies de hormigón expuestas al suelo o al aire libre"***, se refiere a exposiciones directas tanto frente a cambios de temperatura como a variaciones de humedad.

Las ***superficies inferiores de cáscaras delgadas o de losas***, por lo general, no se consideran directamente ***"expuestas"*** a menos que lo estén a ciclos de humedecimiento y secado, incluyendo la condensación o filtraciones directas desde la superficie expuesta, escurrimientos o situaciones similares.

Este Reglamento permite establecer métodos alternativos de protección de la armadura frente a la acción del clima, si los mismos resultan equivalentes al recubrimiento adicional requerido por este Reglamento, los que deberán ser debidamente aprobados por el Director de Obra.

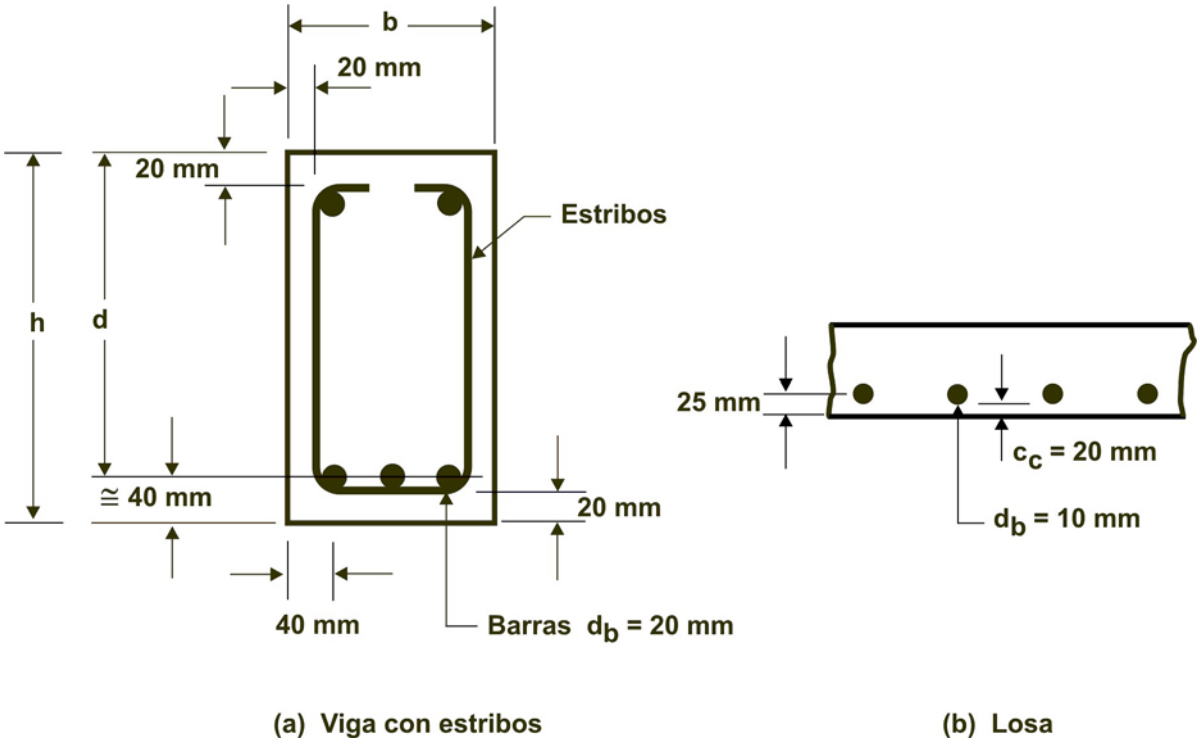


Figura C 7.7. Ejemplo que muestra la forma práctica de indicar el recubrimiento en vigas y losas para hormigón colocado en obra, adaptado de la referencia 7.19. a los valores utilizados en nuestro país.

La ***armadura con una protección alternativa*** frente a la acción del clima, debe tener un recubrimiento de hormigón igual o mayor que el recubrimiento requerido para armadura no expuesta al aire libre.

Las ***longitudes de anclaje*** dadas en el Capítulo 12, se han establecido en función del recubrimiento de las barras o alambres, razón por la cual puede ser necesario en algunos casos utilizar recubrimientos mayores que los mínimos.

Se aconseja respetar el siguiente criterio general para definir los recubrimientos:

- Para las armaduras principales, el recubrimiento debe ser igual o mayor que el diámetro de la barra o alambre adoptado.

- Cuando la disposición de la armadura con respecto al encofrado dificulte el llenado de los moldes, se debe adoptar una separación igual o mayor a **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

- Si el control de ejecución no es intenso, se recomienda especificar un recubrimiento nominal mayor que el mínimo establecido.

- Además de controlar el espesor del recubrimiento, es necesario, por razones de durabilidad, disponer de un hormigón compacto y sin deterioros.

Los recubrimientos normalmente utilizados en nuestro país son en general, menores que los propuestos por el Código ACI-318-2002 y 2005, razón por la cual los recubrimientos indicados en los artículos 7.7.1., 7.7.2. y 7.7.3., de este Reglamento no responden al mencionado Código.

C 7.7.3. Hormigón prefabricado (elaborado en condiciones de control en planta)

Los menores espesores de recubrimiento indicados para la construcción de elementos prefabricados reflejan los beneficios de realizar el control, tanto de las dosificaciones como de la colocación y del curado, inherentes a la prefabricación.

La expresión ***"elaborado en condiciones de control de planta"*** no implica específicamente que los elementos prefabricados deban estar ejecutados en una planta. Los elementos estructurales prefabricados en la obra también se ubican dentro de este artículo siempre que el control de las dimensiones de los encofrados, la ubicación de las armaduras, el control de calidad del hormigón y el procedimiento de curado resulten iguales a aquellos que en forma habitual se realizan en una planta.

La intención de establecer valores de recubrimientos de hormigón para los cordones pretensados, tiene por finalidad proporcionarles una protección mínima contra las acciones climáticas ambientales y otros efectos. El recubrimiento indicado puede no ser suficiente para transferir o desarrollar la tensión del cordón, razón por la cual puede ser necesario ***aumentar*** el recubrimiento hasta lograr tal objetivo.

C 7.7.5. Recubrimientos mínimos para clases de exposición ambiental distintas de A1 y A2

Cuando el hormigón vaya a estar expuesto a ***fuentes externas de cloruros*** tales como el ***agua de mar, aguas salobres, sales descongelantes, o salpicaduras de alguna de ellas***, se lo debe dosificar para satisfacer los requerimientos dados en el Capítulo 2 de este Reglamento, considerando el contenido mínimo de aire incorporado, la máxima relación agua/cemento, la resistencia mínima, el contenido máximo de iones cloruro en el hormigón y el tipo de cemento.

Adicionalmente y como protección contra la corrosión, se recomienda en ***losas y tabiques expuestos*** un recubrimiento mínimo de ***50 mm*** y para otros elementos un recubrimiento de ***60 mm***. Si estos elementos son ejecutados con hormigón prefabricado en condiciones de control en planta se recomienda un recubrimiento mínimo de ***40*** a ***50 mm*** respectivamente.

C 7.7.5.1. La clasificación de las clases de exposición ambiental se especifica en la Tabla 2.1.

En la referencia 7.12. se puede consultar información específica sobre corrosión en estructuras para estacionamientos de vehículos.

C 7.7.7. Dimensiones y recubrimientos mínimos para proteger a las estructuras de la acción del fuego

Tanto en la edición 2002 como en la 2005 del ACI 318 no se especifican dimensiones y recubrimientos mínimos para proteger a las estructuras de la acción del fuego, porque en Estados Unidos existen una serie de documentos específicos muy completos y de reconocido prestigio a los cuales se puede recurrir.

Hasta tanto se disponga de un documento CIRSOC específico, se ha decidido incorporar a este Reglamento un resumen de las especificaciones que se presentan en el documento *ACI 216.1-97/TMS 0216.1-97 "Standard Method for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies"* que se encuentra traducido en la página web del CIRSOC **(www.inti.gov.ar/cirsoc)**.

C 7.7.7.1. Espesores mínimos equivalentes de tabiques, losas de entrepisos y cubiertas de hormigón

Para los ***tabiques y losas construidos con elementos de hormigón prefabricado de núcleo hueco*** en los cuales la sección transversal del núcleo es constante en toda su longitud, el espesor equivalente se deberá determinar dividiendo el área neta de la sección transversal por el ancho del elemento prefabricado.

Si todos los espacios del núcleo se llenan con mortero o material de relleno suelto, tal como perlita, vermiculita, arena o arcilla expandida, escoria o pizarra, la ***resistencia al fuego del tabique o losa será igual que la correspondiente a un tabique o losa macizo del mismo tipo de hormigón.***

Para los elementos verticales con alas y para las losas para ***entrepisos*** y ***cubiertas*** en los cuales las alas tienen espesor variable, el espesor equivalente se deberá determinar en la ubicación de la menor distancia entre ***dos veces el espesor mínimo ó 150 mm*** a partir del punto de mínimo espesor del ala como se indica en la Figura C 7.7.7.1.

El ***espesor equivalente*** de los elementos constituidos por losas con una de sus superficies nervuradas u onduladas se debe determinar de la siguiente manera:

a) Si la separación entre los centros de los nervios u ondulaciones es igual o mayor que cuatro veces el espesor mínimo, el espesor equivalente deberá ser igual al espesor mínimo de la losa.

b) Si la separación entre los centros de los nervios u ondulaciones es igual o menor que dos veces el espesor mínimo, el espesor equivalente se deberá determinar dividiendo el área neta de la sección transversal por el ancho de la losa. El espesor máximo utilizado para calcular el área neta de la sección transversal deberá ser igual o menor que dos veces el espesor mínimo.

c) Si la separación entre los centros de los nervios u ondulaciones es mayor que dos veces el espesor mínimo pero menor que cuatro veces el espesor mínimo, el espesor equivalente se deberá determinar mediante la siguiente expresión:

$$\text{Espesor equivalente} = t_{mín} + \left[\left(4\,t_{mín} / s\right)\right]\left(t_e - t_{mín}\right) \qquad \textbf{(C 7.7.7-1)}$$

siendo:

s la separación de los nervios u ondulaciones, en mm,

$t_{mín}$ el espesor mínimo, en mm,

t_e el espesor equivalente, en mm, determinado de acuerdo con el punto b).

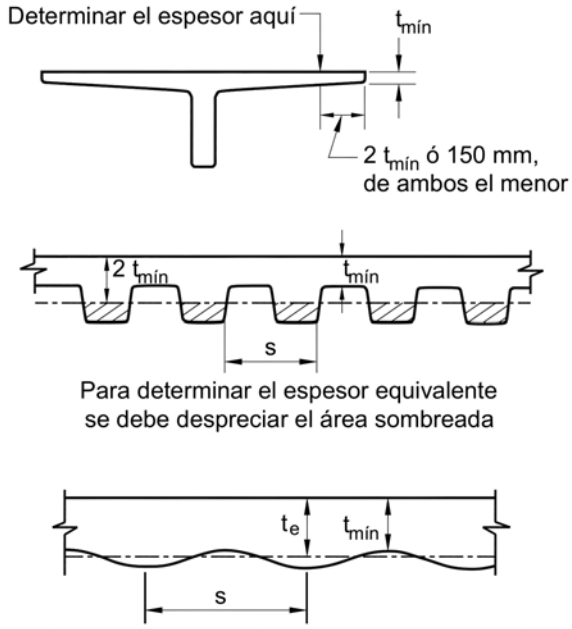


Figura C 7.7.7.1. Determinación del espesor equivalente de elementos con alas, nervurados y ondulados.

C 7.8. DETALLES ESPECIALES DE LA ARMADURA PARA COLUMNAS

C 7.8.2. Núcleos de acero

El límite del 50 % para la transmisión de esfuerzos de compresión por apoyo, en los extremos de los núcleos de acero estructural, tiene como objetivo alcanzar en las juntas, cierta capacidad de absorber esfuerzos de tracción (hasta el 50 %), dado que el resto del esfuerzo total de compresión en el núcleo se debe transmitir por medio de barras empalmadas, placas de empalme, soldadura, etc. Con esta disposición se debería poder asegurar que las juntas en elementos compuestos solicitados a compresión dispongan esencialmente de una capacidad de soportar esfuerzos de tracción similar a la requerida para elementos comprimidos comunes de hormigón armado.

C 7.9. NUDOS

El ***confinamiento de los nudos es esencial para asegurar que la capacidad a flexión de los elementos, se pueda desarrollar sin deteriorar la unión de los elementos bajo cargas repetidas*** (ver las referencias 7.13. y 7.14.).

C 7.10. ARMADURA TRANSVERSAL PARA LOS ELEMENTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN

C 7.10.3. Las ***columnas prefabricadas con un recubrimiento menor de 40 mm, las columnas pretensadas sin barras longitudinales, las columnas de hormigón con agregado grueso de tamaño pequeño, los tabiques portantes y otros casos especiales, pueden requerir diseños particulares de la armadura transversal***.

Para los estribos cerrados o zunchos en espiral se pueden utilizar barras o alambres conformados con $d_b \geq 10$ ***mm***.

Si estas ***columnas especiales*** se consideran en el cálculo como zunchadas, la cuantía de armadura del zuncho, ρ_s , debe cumplir con las exigencias del artículo 10.9.3.

C 7.10.4. Zunchos en espiral

En base a consideraciones prácticas, se ha establecido para los ***elementos hormigonados in-situ***, un diámetro mínimo de la armadura del zuncho en espiral de ***10 mm***. Este es el menor diámetro que se puede utilizar en una columna con un recubrimiento mayor o igual que ***40 mm*** y con un hormigón con resistencia igual o mayor que ***20 MPa***, siempre que se mantenga el paso libre mínimo para la colocación de hormigón.

Este Reglamento permite que los zunchos en espiral se terminen a nivel de la armadura horizontal más baja que llega a la columna más su correspondiente longitud de anclaje o extensión con un gancho normal. Sin embargo, si en uno o más lados de la columna no hay vigas o ménsulas, se deben colocar estribos desde la terminación del zuncho en espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco. Si existen vigas o ménsulas en los cuatro lados de la columna, pero de diferentes alturas, los estribos se deben extender desde el zuncho en espiral hasta el nivel de la armadura horizontal de la viga o ménsula de menor altura que llega a la columna. Estos estribos adicionales sirven para encerrar a la armadura longitudinal de la columna y al porcentaje de barras de la viga, dobladas para ser ancladas en la columna. Ver también el artículo 7.9.

Los ***zunchos en espiral*** se deben mantener firmemente en su lugar, con un paso y alineamiento apropiado, con el fin de evitar desplazamientos durante la colocación del hormigón, lo que se puede lograr utilizando separadores que permitan mantener en su lugar a la armadura en zuncho.

Cuando se utilicen ***separadores*** se recomienda como guía colocar:

- Para ***barras o alambres*** con $d_b \leq 16$ ***mm*** se debe usar un mínimo de:
  - ***dos*** separadores para zunchos en espiral con un diámetro de $d_c < 0{,}5$ ***m***, (ver la Figura 7.10.4.3)

- ***tres*** separadores para zunchos en espiral con un diámetro d_c entre ***0,5 a 0,75 m***,

- ***cuatro*** separadores para zunchos en espiral con un diámetro de $d_c > 0,75$ ***m***.

- Para ***barras*** con $d_b > 16$ ***mm*** se debe usar un mínimo de:

  - ***tres*** separadores para zunchos en espiral con un diámetro $d_c < 0,6$ ***m***,
  - ***cuatro*** separadores para zunchos en espiral con un diámetro $d_c \geq 0,6$ ***m***

Los ***separadores para los zunchos en espiral*** se deben especificar claramente en la documentación y en los planos del proyecto.

C 7.10.5. Estribos de columnas

Los ***estribos de columnas son siempre cerrados*** y su función principal es la de arriostrar las barras longitudinales sujetas a compresión.

Se advierte al lector que si accede a bibliografía de países de habla hispana encontrará el término ***"cercos"*** o ***"amarras"*** para designar a los ***estribos cerrados de columnas***.

Todas las barras longitudinales solicitadas a compresión deben ser encerradas por estribos horizontales cerrados.

Cuando las ***barras o alambres longitudinales se coloquen en forma circular***, es necesario colocar solamente un estribo perimetral en cada separación especificada. Este requisito se puede satisfacer colocando una armadura helicoidal continua con un paso mayor que el establecido para los zunchos en espiral en el artículo 10.9.3., e igual a la separación exigida para los estribos. (ver el artículo 7.10.4.3.).

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, situadas a menos de $15\ d_{be}$ de barras o alambres longitudinales arriostrados. Ver la figura 7.10.5.3. de este Reglamento.

Se recomienda colocar un conjunto de estribos en cada extremo de una zona de barras o alambres empalmados, por encima y por debajo de los empalmes a tope, y a una ***separación mínima*** inmediatamente debajo de las zonas inclinadas de barras dobladas desalineadas.

Los ***ganchos normales de los estribos*** se deben utilizar solamente en barras o alambres conformados, y siempre que sea posible, deben ser ubicados en forma alternada. Ver también el artículo 7.9.

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 debe realizar mediante un gancho normal igual al indicado para los estribos

cerrados separados, o por medio de una vuelta adicional del estribo helicoidal. Una barra o alambre doblado de manera continua en helicoide, se puede considerar como un zuncho siempre que se verifiquen las exigencias del artículo 7.10.4., o de lo contrario, se debe considerar como un estribo cerrado.

C 7.10.5.5. Los estribos sólo se pueden interrumpir cuando los elementos (vigas, ménsulas, ábacos) concurren a los cuatro lados de columnas cuadradas o rectangulares, y en el caso de columnas de sección circular o poligonal, sólo cuando los mencionados elementos concurren a la columna desde dos direcciones aproximadamente ortogonales.

C 7.10.5.6. Las prescripciones con respecto a la necesidad de encerrar con armadura transversal a los bulones de anclaje que se ubican en la parte superior de columnas o pedestales, se incorporó en la versión 2002 del Código ACI 318.

La contención que esta armadura brinda al hormigón, mejora la transferencia de la carga desde el bulón de anclaje a la columna o pedestal, en aquellas situaciones en las cuales el hormigón se fisura en las cercanías de los bulones.

Tales fisuras pueden ocurrir por la aparición de esfuerzos no previstos originados por variaciones de temperatura, por contracción restringida y otros efectos similares.

C 7.11. ARMADURA TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

La armadura ***comprimida de las vigas y vigas principales*** debe estar arriostrada para evitar el pandeo de las barras.

Cuando no se necesite armadura de compresión, y no existan esfuerzos reversibles o de torsión, se puede optar por utilizar ***estribos abiertos***. En caso contrario se deben adoptar ***estribos cerrados***, equivalentes a los estribos cerrados utilizados en columnas, los que por su naturaleza cumplen la función de arriostrar las barras o alambres principales. Ver la Figura 7.11.3.

En algunos casos, las ***barras o alambres de la armadura de compresión*** también pueden estar arriostrados por estribos abiertos; como por ejemplo, cuando las barras o alambres están ubicados en la cara continua de dicho estribo, como es el caso de una ménsula con armadura comprimida en la cara inferior y estribo abierto en la cara superior.

Los ***empalmes clase A y B*** están descriptos en el artículo 12.15.1.

C 7.12. ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

C 7.12.1. Con el fin de ***reducir la fisuración*** que se produce por la contracción del hormigón y por los cambios de temperatura y, además, para vincular la estructura de modo que se comporte ***monolíticamente***, tal como se supone en el proyecto, es necesario colocar armadura en dirección perpendicular a la armadura principal.

Las disposiciones de este artículo se refieren sólo a las losas estructurales de los entrepisos y no pretenden ser aplicables a losas apoyadas en el terreno.

C 7.12.1.2. El *área de armadura exigida por contracción y temperatura* en el artículo 7.12., ha resultado satisfactoria cuando los movimientos que se originan no están restringidos.

En aquellos casos en que los tabiques estructurales o grandes columnas impongan una restricción significativa a los movimientos que se generen por contracción y temperatura, puede ser necesario incrementar la cantidad de armadura normal a la armadura principal de flexión especificada en el artículo 7.12.1.2. (Ver la referencia 7.16.).

Tanto la ***armadura inferior como la superior*** son efectivas para controlar la fisuración.

Las **juntas constructivas** dejadas durante un determinado período de construcción, para permitir la contracción inicial sin que se generen incrementos significativos en las tensiones, son también efectivas para reducir la fisuración causada por las restricciones.

C 7.12.2. Las cantidades especificadas tanto para barras o alambres conformados como para mallas de acero soldadas, fueron establecidos en el Código ACI 318 en forma empírica, no obstante lo cual se encuentran justificadas por la vasta experiencia norteamericana al haberse utilizado en forma satisfactoria durante mucho tiempo.

Los ***empalmes*** y ***anclajes*** de las armaduras dispuestas por contracción y temperatura, se deben diseñar para el total de la tensión de fluencia especificada, de acuerdo con los artículos 12.1., 12.15., 12.18. y 12.19.

C 7.12.3. Los requisitos para la ***armadura pretensada*** utilizada como armadura de contracción y temperatura se han especificado con el fin de generar una fuerza efectiva en la losa, aproximadamente igual a la tensión de fluencia especificada para la armadura no pretensada de contracción y temperatura.

Esta tensión de compresión, generada por el pretensado de ***1 MPa*** actuando sobre el área total del hormigón, se ha utilizado exitosamente en un gran número de proyectos. Cuando la separación de los cables de pretensado utilizados como armadura de contracción y temperatura, sea mayor que ***1,4 m***, ***se debe colocar armadura pasiva adicional en los bordes de la losa donde se aplican las fuerzas de pretensado***.

El objetivo es reforzar, en forma adecuada, el área entre el borde de la losa y el punto donde los esfuerzos de pretensado, más allá de los anclajes individuales, se han "distribuido" suficientemente, de manera tal que la losa trabaje uniformemente en compresión.

La aplicación de las disposiciones del artículo 7.12.3. a la construcción de ***losas y vigas postesadas monolíticas hormigonadas in situ***, se ilustran en la Figura C 7.12.3.

Los ***cables utilizados como armadura de contracción y temperatura*** se deben colocar en altura, en un plano vertical de la losa y tan cerca como sea posible del centro de la losa. En aquellos casos en los que estos cables se utilicen como soporte de los cables principales, se admite que presenten variaciones con respecto al baricentro de la losa; aunque la resultante de los cables para contracción y temperatura no debe caer fuera del área del núcleo central de la losa.

El Proyectista o Diseñador Estructural debe evaluar los efectos del acortamiento de la losa con el fin de asegurar un comportamiento apropiado. En la mayoría de los casos, en una

estructura armada adecuadamente, el bajo nivel de pretensado recomendado no debería causar dificultades; sin embargo, cuando los efectos térmicos sean importantes, puede ser necesario realizar un estudio particular.

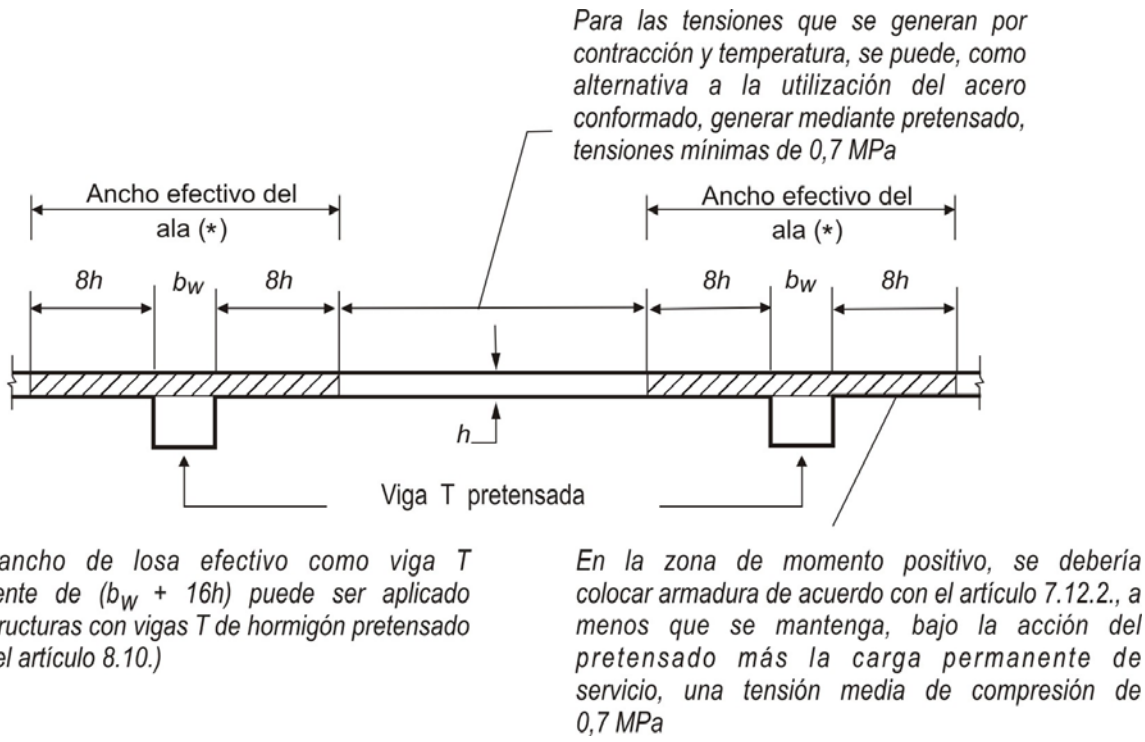


Figura C 7.12.3. Ejemplo de aplicación del artículo C 7.12.3. a la construcción de vigas postesadas monolíticas, hormigonadas en obra.

C 7.13. REQUISITOS PARA LA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

La práctica y la experiencia han demostrado que la integridad del conjunto de la estructura se puede mejorar substancialmente introduciendo ajustes menores en los detalles de la armadura.

El objetivo de este artículo es mejorar la redundancia y la ductilidad en las estructuras, de modo que, en caso de producirse algún daño en un ***elemento de apoyo importante*** o, ante la aparición de una ***carga excepcional***, el daño resultante se pueda circunscribir a un área relativamente pequeña y que la estructura tenga globalmente cierta capacidad de mantener su estabilidad.

C 7.13.2. Cuando se produce algún daño en el apoyo, la armadura superior que es continua sobre el mismo, si no está envuelta por estribos, tiende a desprenderse del hormigón sin que pueda colaborar en la transferencia de carga por flexión sobre el apoyo dañado. Esta capacidad se puede generar disponiendo una ***parte de la armadura inferior en forma continua*** de manera de poder soportar momentos positivos en los apoyos.

Cuando se especifica en las ***vigas perimetrales*** una determinada cantidad de armadura superior e inferior continua, se genera una vinculación alrededor de la estructura. La intención no es exigir una armadura de tracción continua constante alrededor del perímetro completo de la estructura, sino simplemente recomendar que la mitad de la armadura superior necesaria por flexión negativa, que según el artículo 12.12.3. se debe prolongar más allá del punto de inflexión, se prolongue aún más y se empalme en la mitad del tramo, o cerca de él. En forma similar, la armadura inferior para momentos positivos, que según el artículo 12.11.1. se debe prolongar dentro del apoyo, se debería disponer en forma continua o se debería empalmar con la armadura inferior del tramo adyacente.

Si la altura de una viga continua cambia en el apoyo, la armadura inferior en el elemento de mayor altura debe terminar con un gancho normal y la armadura inferior del elemento más bajo se debe prolongar dentro del más alto y anclarse en él.

En la actualización 2002 del Código ACI 318 se incorporaron especificaciones para permitir la utilización de empalmes mecánicos o soldados para empalmar las armaduras y se revisaron las especificaciones para la armadura longitudinal y los estribos en las vigas.

El artículo 7.13.2. fue revisado en el año 2002 con el fin de incorporar la utilización de estribos en ***U*** con ganchos, como mínimo, a ***135°*** alrededor de las barras continuas o estribos cerrados de una sola pieza, debido a que la parte superior horizontal de un estribo cerrado de dos piezas no es efectiva para proteger a las barras o alambres continuos superiores del desprendimiento brusco de la parte superior de la viga.

C 7.13.3. Este Reglamento exige la colocación de armaduras de tracción en los edificios ***de hormigón prefabricado de cualquier altura***, razón por la cual se deben detallar uniones capaces de resistir las cargas aplicadas. No se permite la utilización de uniones que dependan sólo de la fricción originada por las fuerzas de gravedad.

Los ***detalles de las uniones*** se deben diseñar de tal manera que resulte mínima la ***fisuración potencial*** debida a la restricción de los movimientos originados por fluencia lenta, contracción y variaciones de temperatura. Se recomienda consultar la referencia 7.17.

La referencia 7.18. establece requisitos mínimos en las uniones de las construcciones con tabiques portantes de hormigón prefabricado.

PARTE 4 – REQUISITOS GENERALES

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 8.

ANÁLISIS Y DISEÑO - CONSIDERACIONES GENERALES

C 8.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA)

En la definición del alargamiento específico neto de tracción, ε_t , dada en el Anexo al Capítulo 1, se excluyen los alargamientos específicos debidos al pretensado efectivo, la fluencia lenta, la contracción de fraguado y la temperatura.

C 8.1. MÉTODOS DE DISEÑO

C 8.1.1. El ***método de diseño por resistencia exige que las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos producidas por ellas, se incrementen mediante los factores de carga especificados para obtener la resistencia requerida, y que las resistencias nominales determinadas se reduzcan por medio de los factores ϕ de reducción de resistencia para obtener la resistencia de diseño***.

> *En la **referencia 7.19.**, artículo 1.5. se expresa que la característica más importante de cualquier elemento estructural es su **resistencia real**, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente. Es lógico, por tanto, dimensionar los elementos, es decir, seleccionar las dimensiones de la sección de hormigón y la cantidad de armadura, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera que actúen en la realidad durante el servicio. Esta metodología de diseño se conoce como **diseño por resistencia**.*
>
> *Para estructuras de hormigón armado sujetas a cargas cercanas a las de falla, uno o los dos materiales, el hormigón y el acero, estarán inevitablemente en su rango inelástico no lineal. Es decir, el hormigón en un elemento estructural alcanza su resistencia máxima y su falla subsecuente para un nivel de tensiones y deformaciones muy por encima del rango elástico inicial en los cuales las tensiones y las deformaciones son aproximadamente proporcio-*

nales. De manera similar, el acero en un elemento cercano o en la falla estará esforzado más allá del dominio elástico hasta, y aún por encima, de la zona de fluencia. Consecuentemente, la resistencia nominal de un elemento se debe calcular en base al comportamiento inelástico de los materiales que lo conforman.

***Un elemento estructural diseñado por el método de la resistencia** debe también demostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio. Por ejemplo, las deformaciones por flexión en las vigas deben estar limitadas a valores aceptables y el número de fisuras por flexión, y su espesor para cargas de servicio se deben mantener controlados. Las **condiciones límites de servicio** son parte importante del diseño aunque la atención se enfoque inicialmente en la resistencia.*

*En la referencia 7.20., artículo 8.1. se comenta que desde el año 1900 hasta principios del año 1960 el principal método de diseño, utilizado en Estados Unidos, era el denominado "Working Stress Design" ó **"Diseño por tensiones de trabajo"**.*

*Este método permitía dimensionar los elementos estructurales de manera que las tensiones en el hormigón y en el acero, resultantes de las cargas normales de servicio, se mantuvieran dentro de ciertos límites especificados, conocidos como **tensiones admisibles**, cuyos valores eran **fracciones de los valores de las tensiones de falla de los materiales**.*

Como el hormigón responde en forma razonablemente elástica ante las tensiones de compresión que no exceden la mitad de su resistencia, y el acero permanece elástico prácticamente hasta su límite de fluencia, los elementos se podían diseñar en base a métodos elásticos, siempre y cuando las tensiones para las cargas de servicio permanecieran por debajo de los límites mencionados.

Cuando los elementos se dimensionaban en base a las cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se lograba estableciendo tensiones admisibles bajo cargas de servicio que fueran fracciones "apropiadamente pequeñas" de la resistencia a la compresión del hormigón y de la tensión de fluencia del acero.

*En este método de diseño, conocido como **"diseño para cargas de servicio"**, todos los tipos de carga se trataban de la misma forma sin importar que tan diferentes eran su variabilidad individual y su incertidumbre. Asimismo, las tensiones se calculaban en base a métodos elásticos cuando en realidad la resistencia de un elemento depende del comportamiento tensión-deformación en el **rango inelástico** cercano a y en la falla. Por esta razón, el método de diseño para cargas de servicio no permitía una evaluación explícita del margen de seguridad. Además el comportamiento con respecto a las deformaciones por flexión y a la fisuración se consideraba sólo en forma implícita a través de los límites impuestos a las tensiones producidas por las cargas de servicio.*

*En cambio, el **método de diseño por resistencia** permite ajustar los factores individuales de carga para representar distintos grados de incertidumbre para las distintas combinaciones de cargas.*

También permite ajustar los factores de reducción de resistencias en función de la precisión con que se determinan los diferentes tipos de resistencias (flexión, corte, torsión, etc.) y la resistencia se determina en cada caso considerando explícitamente la acción inelástica.

*Desde la publicación de este método (denominado Ultimate Strength Design) en la edición 1963 del ACI 318, se produjo una rápida transición hacia su empleo, por ser **conceptualmente más realista en su aproximación a la seguridad estructural.***

*El **Método de Diseño por Resistencia Última** exige que la **resistencia de diseño** de un elemento en cualquier sección debe ser igual o superior a la **resistencia requerida** calculada según las combinaciones de carga mayoradas especificadas en este Reglamento.*

En general se debe verificar que:

$$\textbf{Resistencia de Diseño} \geq \textbf{Resistencia Requerida (U)}$$

siendo:

Resistencia de Diseño: *producto del factor de reducción de resistencia **(ϕ)** por la resistencia nominal*

Factor de Reducción de Resistencia (ϕ): *factor que considera*

- ***(1)*** *la probabilidad de que un elemento esté por debajo de la resistencia debido a variaciones en la resistencia de los materiales y en las dimensiones,*
- ***(2)*** *inexactitudes en las ecuaciones de diseño,*
- ***(3)*** *el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga y*
- ***(4)*** *la importancia del elemento en la estructura.*

Resistencia Nominal: *resistencia de un elemento o sección transversal, determinada utilizando suposiciones y ecuaciones de resistencia del Método de Diseño por Resistencia antes de la aplicación de cualquier factor de reducción de resistencia.*

Resistencia Requerida (U): producto de los *factores de carga por los efectos de las cargas de servicio*
La resistencia requerida se calcula de acuerdo con las combinaciones de carga dadas en el artículo 9.2.

Factor de Carga: *factor de sobrecarga debido a una variación probable de las cargas de servicio.*

Carga de Servicio: *carga nominal (sin mayorar) especificada en el Reglamento CIRSOC 101-2005.*

Con el fin de facilitar la interpretación de este Reglamento y de la bibliografía disponible, a continuación se indica la ***simbología utilizada****:*

- ***Resistencia Requerida:***

  M_u *momento a flexión mayorado (resistencia a flexión requerida).*

  P_u *carga axial mayorada (resistencia a carga axial requerida) para una excentricidad dada.*

  V_u *esfuerzo de corte mayorado (resistencia al corte requerida).*

  T_u *momento torsional mayorado (resistencia torsional requerida).*

- ***Resistencia Nominal:***

  M_n *momento resistente nominal a flexión.*

  M_b *momento resistente a flexión nominal con condición de deformación balanceada.*

  P_n *resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada.*

  P_o *resistencia nominal a carga axial para una excentricidad igual a cero.*

  P_b *resistencia axial nominal con condición de deformación balanceada.*

  V_n *resistencia al corte nominal.*

  V_c *resistencia al corte nominal proporcionada por el hormigón.*

  V_s *resistencia al corte nominal proporcionada por la armadura de corte.*

  T_n *momento resistente a torsión nominal.*

- ***Resistencia de Diseño:***

  ϕM_n *momento resistente a flexión de diseño.*

  ϕP_n *resistencia a carga axial de diseño para una excentricidad dada.*

ϕV_n *resistencia a corte de diseño* $= \phi (V_c + V_s)$.

ϕT_n *momento resistente torsional de diseño.*

En la referencia 9.2. se describe la historia del desarrollo de los factores de mayoración de cargas y de reducción de resistencias.

C 8.1.2. Los diseños realizados de acuerdo con el Apéndice B son igualmente aceptables que los realizados con este Reglamento, ***siempre que las prescripciones del Apéndice B se utilicen en su totalidad***.

C 8.2. CARGAS

Las disposiciones de este Reglamento se deben utilizar con las cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño especificadas en el ***Reglamento CIRSOC 101-2005*** y con las cargas debidas al sismo, al viento y a la nieve, indicadas en los ***Reglamentos INPRES-CIRSOC 103, Parte II- 2005***, .***CIRSOC 102-2005*** y ***CIRSOC 104-2005*** respectivamente. Estos Reglamentos, con excepción del ***INPRES-CIRSOC 103- Parte II-2005*** han sido desarrollados en base a la referencia 1.19.

Las ***cubiertas*** se deben 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 debida a las cargas permanentes, caso contrario las cargas se deben incrementar con el fin de considerar todas las probables acumulaciones de agua.

Cuando la deformación de los elementos de cubierta pueda originar acumulación de agua y ésta a su vez producir incrementos en la deformación y mayor acumulación de agua, el diseño de la cubierta debe asegurar que este proceso se ***autolimite en algún punto***.

C 8.2.3. Cualquier tabique de hormigón armado que sea monolítico con otros elementos estructurales debe ser considerado como una ***"parte integral"***. Los tabiques divisorios pueden ser, o no, ***partes estructurales integrales***. Si los tabiques divisorios pueden ser removidos, el sistema principal que resista la carga horizontal debe proporcionar toda la resistencia requerida sin la contribución del tabique divisorio removible. No obstante, los efectos de todos los tabiques divisorios unidos a la estructura deben ser considerados en el análisis de la misma, debido a que ellos podrían conducir a mayores solicitaciones en algunos o en todos los elementos.

En el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte II-2005*** se encuentran las disposiciones especiales que se deben cumplir en el diseño sismorresistente.

C 8.2.4. Actualmente se está recopilando información internacional referente a la magnitud de todos estos efectos, en especial en cuanto a los efectos de la fluencia lenta y la contracción de las columnas en edificios de gran altura (ver la referencia 8.1.) y sobre los procedimientos para incluir las solicitaciones que resultan de dichos efectos en el diseño.

C 8.3. MÉTODOS DE ANALISIS

C 8.3.1. Las ***cargas mayoradas*** son las cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados. En el método de diseño por resistencia se utiliza el análisis elástico para obtener momentos, esfuerzos de corte y las reacciones.

C 8.3.3. Cuando los elementos solicitados a flexión formen parte de un pórtico o de una viga continua, los momentos y esfuerzos de corte aproximados pueden proporcionar valores razonablemente conservadores para las condiciones indicadas.

Dado que la distribución de cargas que produce valores críticos para los momentos en las columnas de los pórticos, difiere de aquella que produce momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de columnas se deben analizar por separado.

C 8.3.4. El ***método de los modelos de bielas***, que se incorpora como ***Apéndice A*** a partir de la actualización 2002 del Código ACI 318, se basa en la hipótesis de que algunas zonas de las estructuras de hormigón se pueden analizar y diseñar utilizando reticulados hipotéticos con uniones articuladas, los cuales están conformados por puntales y tensores conectados en los nudos.

Este método de diseño se puede utilizar para diseñar regiones en las cuales las hipótesis básicas de la teoría de flexión no son aplicables, tales como las zonas próximas a discontinuidades de las fuerzas, que se producen como resultado de la acción de cargas concentradas o reacciones, y las zonas próximas a discontinuidades geométricas, como por ejemplo los puntos donde la sección transversal cambia bruscamente.

C 8.4. REDISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS EN ELEMENTOS CONTINUOS, SOLICITADOS A FLEXIÓN

La ***redistribución de momentos*** depende de una adecuada ductilidad en las zonas de articulación plástica. Estas zonas de ***articulación plástica*** se desarrollan en los puntos de momento máximo y originan un corrimiento del diagrama de momentos elásticos.

El resultado habitual es una reducción de los valores de los momentos negativos en la zona de la articulación plástica y un incremento de los valores de los momentos positivos, con respecto a los determinados mediante análisis elástico.

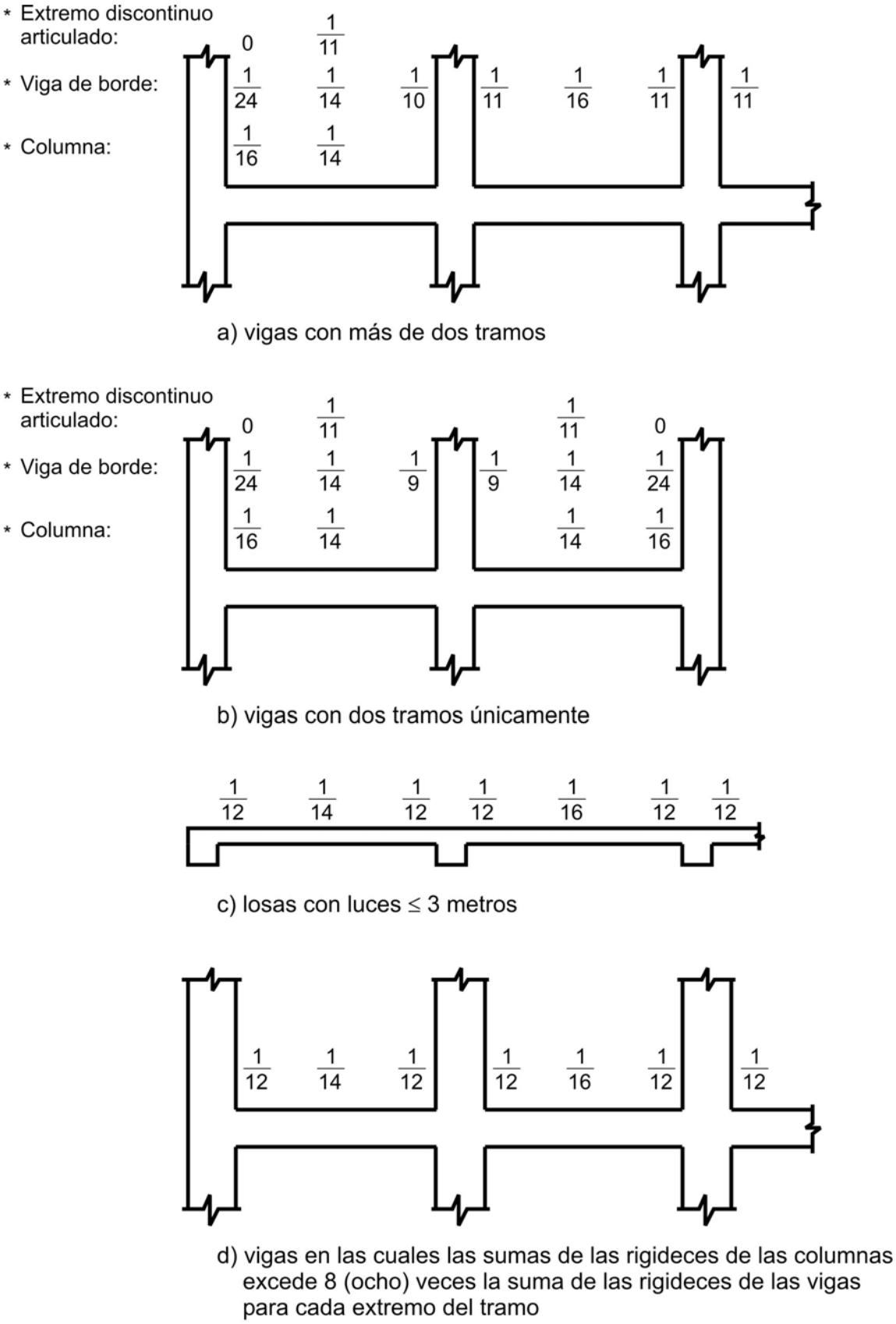


Figura C 8.3.3. Ejemplos de los coeficientes de momento dados en la Tabla 8.3.3.

Dado que los ***momentos negativos*** se determinan para una distribución de carga y los ***momentos positivos*** para otra, cada sección tiene una ***capacidad de reserva*** que no se utiliza totalmente en ninguna de las condiciones de carga. Las articulaciones plásticas permiten utilizar la capacidad total de un mayor número de secciones transversales de un elemento sometido a flexión, bajo la acción de cargas últimas.

Como parte de un plan de investigación realizada en Estados Unidos, en el que se utilizaron valores conservadores para las ***deformaciones últimas*** (alargamientos específicos últimos) ***en el hormigón y para las longitudes*** de las articulaciones plásticas, obtenidas en base a numerosos ensayos, se analizaron elementos solicitados a flexión con una pequeña capacidad de rotación, para evaluar una redistribución de momentos de hasta un ***20 %***, dependiendo de la cuantía de armadura. La conclusión fue que los resultados son conservadores como se muestra en la Figura C 8.4.

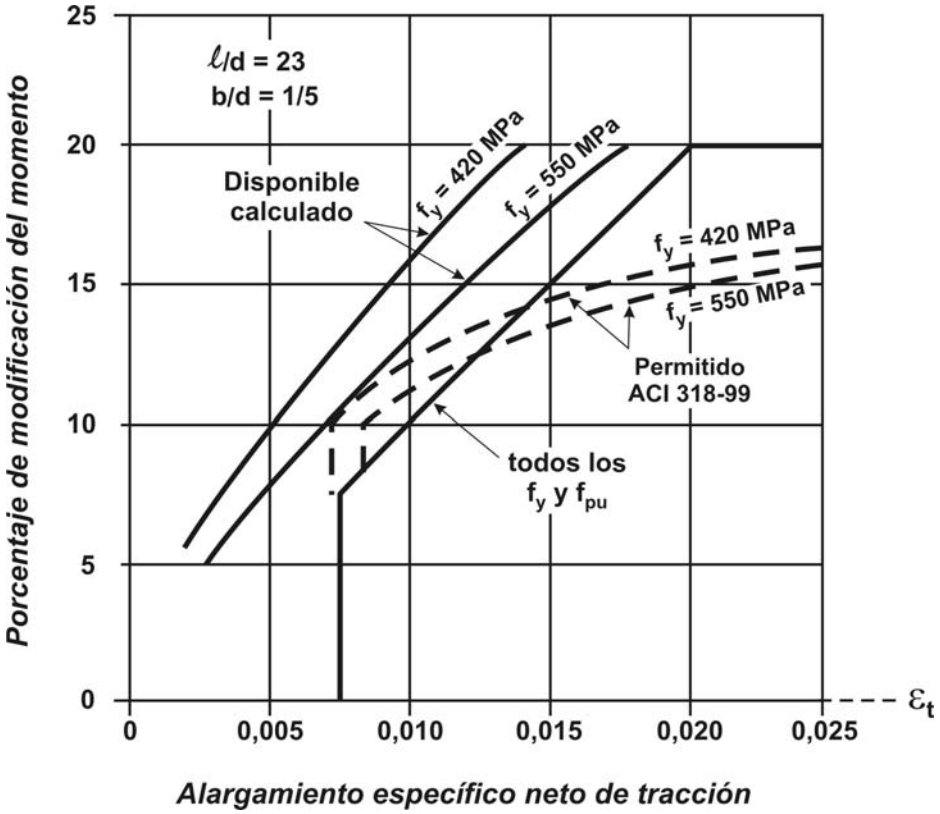


Figura C 8.4. Redistribución de momentos admitida para una capacidad mínima de rotación.

Los estudios descriptos en las referencias 8.2. y 8.3. avalan esta conclusión e indican que ***la fisuración y las flechas en las vigas diseñadas con la redistribución de momentos no son significativamente mayores bajo cargas de servicio, que las de las vigas diseñadas con la distribución de momentos de la teoría elástica***. Además, estos estudios demuestran que existe una adecuada capacidad de rotación disponible para la redistribución de momentos permitida, ***siempre que los elementos verifiquen las exigencias de este Reglamento***.

La redistribución de momentos ***no se puede utilizar*** en sistemas de losas diseñados por el ***Método de Diseño Directo*** (ver el artículo 13.6.1.7.).

En la versión 1999 del Código ACI 318, el artículo 8.4. (que ahora forma parte del Apéndice B de las ediciones 2002 y 2005) especificaba el porcentaje de redistribución admisible en función de la cuantía de armadura y ***no se permitía su aplicación a elementos pretensados***.

En cambio, a partir de la versión 2002 del Código, se especifica el porcentaje de redistribución admisible en términos de la deformación neta de tracción (alargamiento específico) ε_t y ***su aplicación se extiende a elementos pretensados***.

C 8.5. MÓDULO DE ELASTICIDAD

C 8.5.1. En la referencia 8.5. se resumen los estudios que en Estados Unidos han conducido a la expresión dada en el artículo 8.5.1. para el ***módulo de elasticidad*** del hormigón, E_c, donde se lo define como la pendiente de la línea trazada desde el origen del diagrama tensión-deformación, hasta el punto correspondiente a una tensión de compresión de $0{,}45\ f'_c$.

El módulo de elasticidad E_c tiene una marcada dependencia de la composición mineralógica del agregado grueso. Consecuentemente, la expresión indicada en el artículo 8.5.1. es de aplicación cuando se carece de información con respecto a dicha composición. En caso contrario se puede reemplazar el valor resultante de la expresión dada en el artículo 8.5.1. por determinaciones experimentales de E_c correspondientes a los hormigones a utilizar en el proyecto.

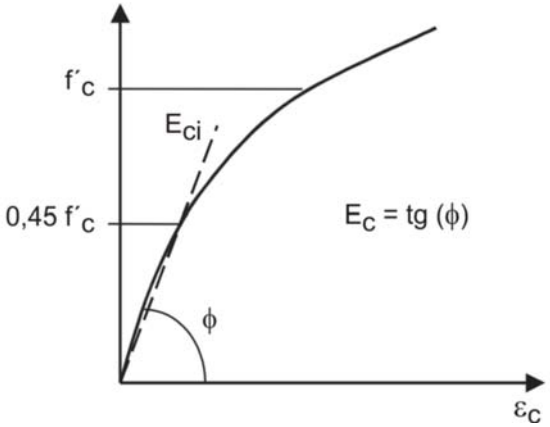


Figura C 8.5.1. Definición del módulo de elasticidad E_c del hormigón, de acuerdo con la referencia 8.5.

En ausencia de valores de ensayos se podrá mejorar la estimación del valor de $\mathbf{E_c}$ con la siguiente expresión, que es de aplicación a hormigones con agregados gruesos similares a alguna de las tipologías para las cuales se dan las correspondientes constantes ***K*** de ajuste.

$$E_c = 4700\ K \sqrt{f'_c} \qquad \text{(en MPa)}$$

siendo:

K = 1,0 para agregados gruesos provenientes de la trituración de rocas cuarcíticas.

K = 1,2 para agregados gruesos provenientes de la trituración de rocas graníticas o de rocas basálticas densas.

K = 1,3 para agregados gruesos provenientes de gravas aluvionales de las cuencas de los ríos Colorado, Limay, Neuquén y similares.

K = 1,4 para agregados gruesos provenientes de gravas aluvionales del río Uruguay.

El ***módulo de elasticidad del hormigón es sensible al módulo del agregado y podría diferir del valor especificado***. Los valores medidos para hormigones norteamericanos varían entre un ***120 %*** y un ***80 %*** del valor especificado. Los métodos para la determinación del módulo de elasticidad del hormigón se describen en la referencia 8.6.

C 8.6. RIGIDEZ

C 8.6.1. Idealmente, las ***rigideces de un elemento EI*** y ***GJ deben reflejar el grado de fisuración y de plastificación que ha ocurrido en el mismo, inmediatamente antes de la fluencia***. Sin embargo, las complejidades involucradas en la selección de las diferentes rigideces de todos los elementos de un pórtico, harían que los análisis de pórticos resultaran ineficientes para los proyectistas o diseñadores. Por esta razón se sugieren suposiciones más sencillas para definir las rigideces a flexión y torsión en los análisis prácticos.

Para ***pórticos arriostrados***, los valores relativos de las rigideces son importantes. En este caso, los dos procedimientos habituales son:

- utilizar los valores totales de ***EI*** para todos los elementos o,
- utilizar para las vigas la mitad del valor de ***EI*** correspondiente al alma de la viga, y el valor total de ***EI***, para las columnas.

Para ***pórticos no arriostrados*** frente al movimiento lateral, ***se recomienda*** una determinación más precisa de ***EI***, ***la que se exige necesariamente si se llevan a cabo análisis de segundo orden***. En el Comentario al artículo 10.11.1. se describen los pasos a seguir para la selección del valor de ***EI*** en este caso.

Existen dos condiciones que determinan la necesidad de incorporar la ***rigidez a torsión*** en el análisis de una estructura dada:

1) la magnitud relativa de las rigideces a torsión y flexión, y

2) cuando se requiere de la torsión para el equilibrio de una estructura (***torsión de equilibrio***), o cuando la rigidez se debe 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 compatibilidad***, la rigidez a torsión con frecuencia puede no ser tomada en consideración. En cambio, en los casos en que esté involucrada la ***torsión de equilibrio*** se debe considerar la rigidez a torsión .

C 8.6.2. Los ***coeficientes de rigidez y de momento de empotramiento*** para elementos con cartelas se pueden obtener de la referencia 8.7.

C 8.7. LUZ DE CÁLCULO

Los ***momentos de las vigas, determinados en el eje de los apoyos***, se pueden reducir a aquellos que actúan en el ***borde de los apoyos*** para realizar el dimensionamiento de la sección de dichas vigas. En la referencia 8.8. se indica un método aceptable para encarar tal reducción.

En la Figura C 8.7. se indican los momentos de dimensionamiento para distintos tipos de apoyo, siendo:

$M_{dím}$ el momento de dimensionamiento.

M_c el momento máximo determinado en el centro del apoyo, con o sin redistribución aplicada.

R la reacción en el apoyo.

b_o el ancho del apoyo.

Además:

1) El apoyo de una viga puede ser monolítico cuando apoya sobre otra viga, pero si ambas tienen la misma altura, se debe dimensionar con el momento determinado en el centro del apoyo. Si la viga de apoyo tiene una altura mayor que la secundaria hay que aplicar lo indicado en el punto 2).

2) En el caso del apoyo ***no monolítico*** de una viga, ejecutado con una cartela o un aumento de la altura igual o mayor que la relación **1:3**, se deben adoptar para el dimensionamiento los valores de los momentos en las caras de los apoyos.

3) Todo lo anterior se puede aplicar al caso de los ***apoyos de losas***.

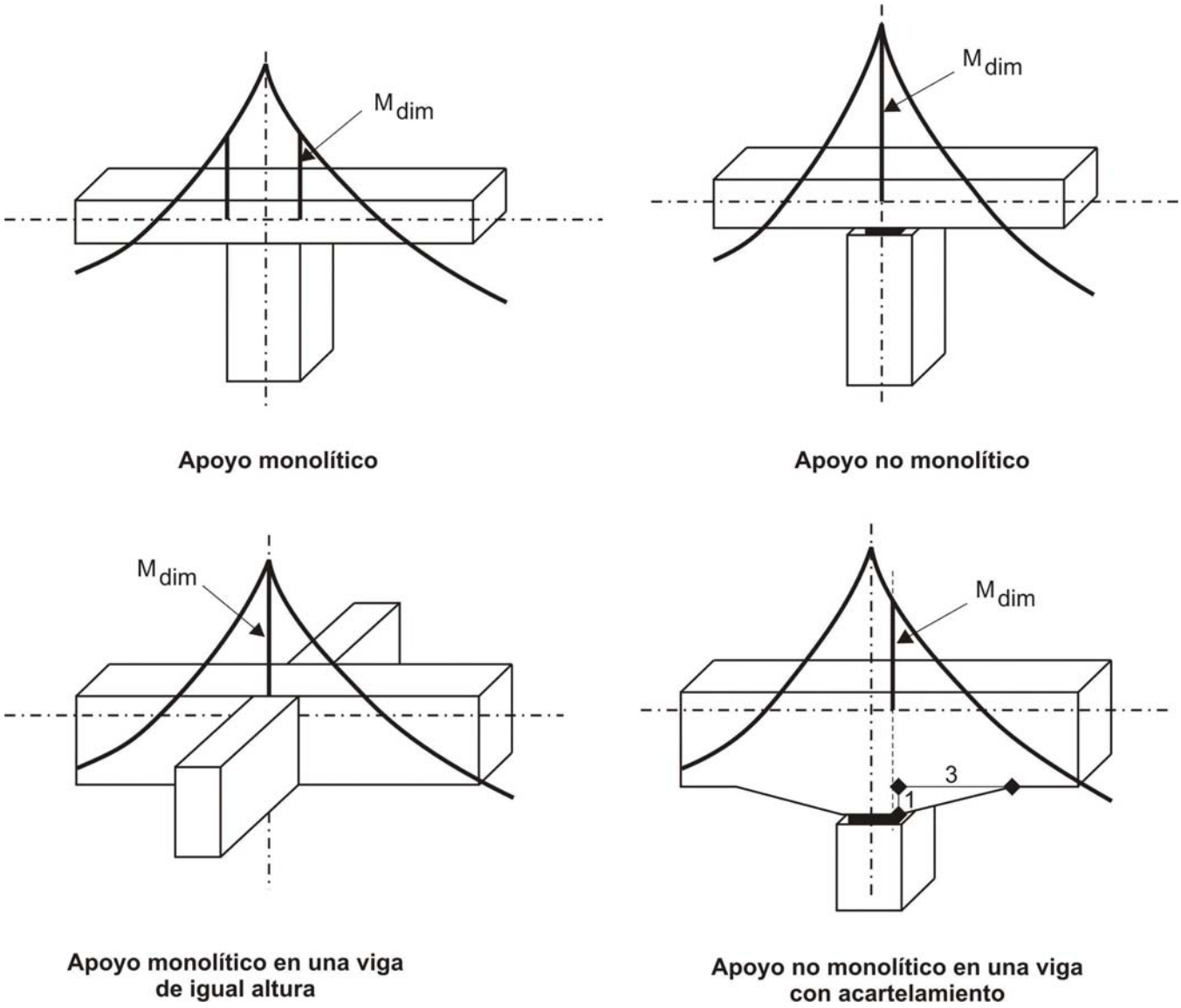


Figura C 8.7. Ejemplos de obtención de los momentos de dimensionamiento para distintos esquemas de apoyo

C 8.8. COLUMNAS

El artículo 8.8. ha sido desarrollado con la intención de ***asegurar que se identifiquen en el dimensionamiento las combinaciones de cargas axiales y momentos más exigentes***.

El artículo 8.8.4. tiene por finalidad asegurar que los ***momentos en las columnas se consideren en el dimensionamiento, aún cuando las vigas principales hayan sido dimensionadas de acuerdo con el artículo 8.3.3.*** (sin considerar el aporticamiento con las columnas). El momento que se obtiene en el artículo 8.8.4. (Introducción de momentos en las columnas) es el momento que resulta de la diferencia entre los momentos, en un plano vertical dado, producidos por los elementos horizontales que llegan a la línea central de esa columna.

C 8.9. DISPOSICIÓN DE LA SOBRECARGA

Para determinar los momentos y esfuerzos de corte, originados por las cargas gravitatorias en las columnas, tabiques y vigas, ***se podrá utilizar un modelo simplificado***, limitado a las vigas del nivel considerado con las columnas arriba y abajo de ese nivel. Los extremos más alejados de las columnas se consideran empotrados para realizar el análisis con cargas gravitatorias. ***Esta suposición no se aplica al análisis para carga horizontal***.

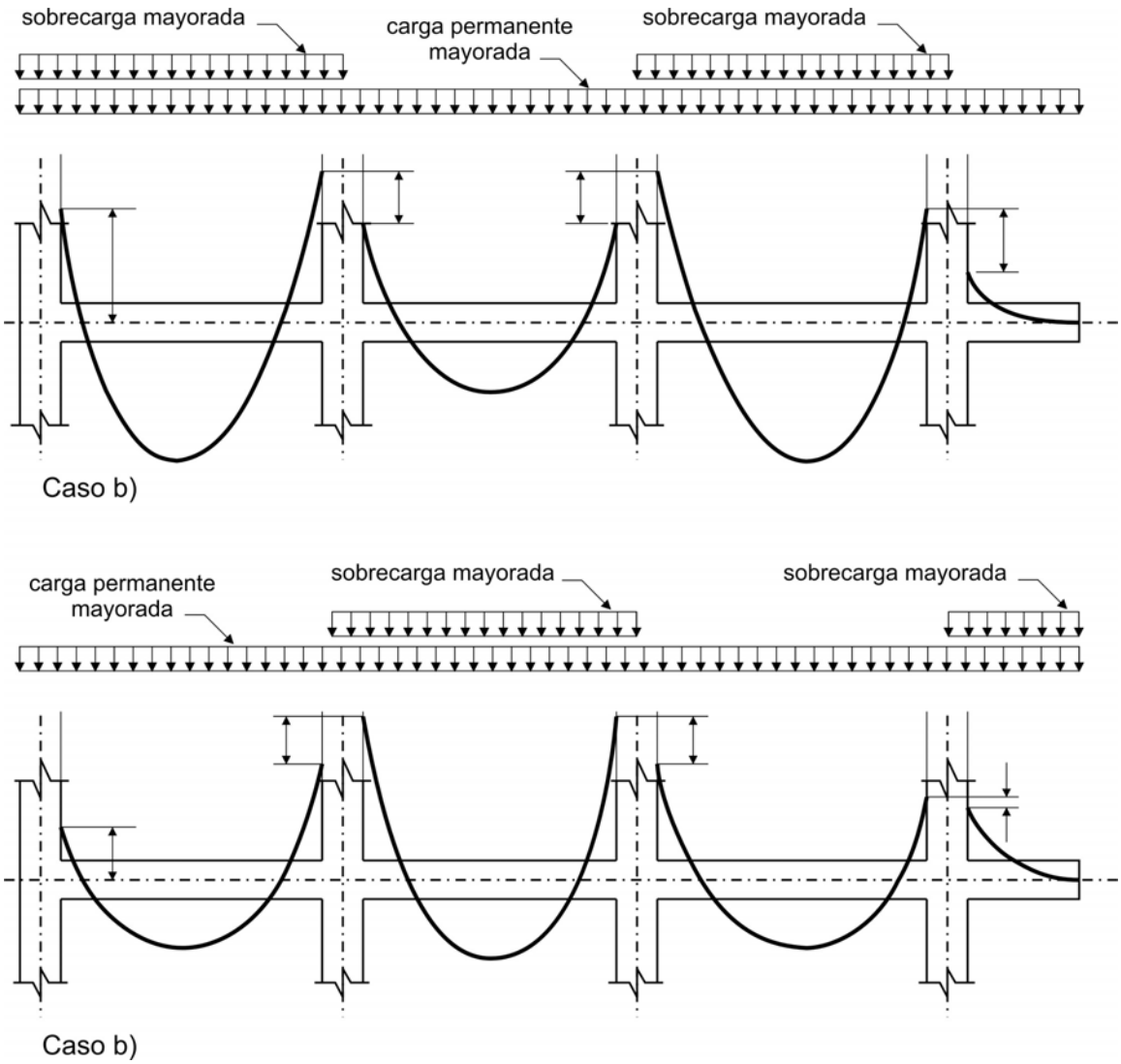


Figura C 8.9. Ejemplos de disposición de la sobrecarga para el caso b) del artículo 8.9.2.

No obstante, en el análisis para cargas horizontales se pueden utilizar ***métodos simplificados*** para obtener momentos, esfuerzos de corte y reacciones en estructuras simétricas y que cumplan con las suposiciones utilizadas en dichos métodos simplificados.

Para ***estructuras asimétricas o estructuras de múltiples pisos*** se deben utilizar métodos más rigurosos en los que se consideren todos los desplazamientos.

El Proyectista o Diseñador Estructural debe obtener las envolventes máximas de todos los esfuerzos característicos para el dimensionamiento, analizando los efectos de la sobrecarga ubicada en varias posiciones críticas.

La mayoría de los métodos de análisis aproximados no consideran los efectos de las deformaciones sobre la geometría y los efectos de la flexibilidad axial. Por lo tanto, ***puede ser necesario incrementar los momentos en vigas y columnas debido a la esbeltez de la columna***, de acuerdo con los artículos 10.11., 10.12. y 10.13.

C 8.10. SISTEMAS DE VIGAS T

Este artículo contiene las mismas disposiciones que en ediciones anteriores del ACI 318 con respecto a la limitación de las dimensiones relativas a los cálculos de rigidez y de solicitaciones de flexión.

En el artículo 11.6.1. se establecen disposiciones especiales relacionadas con la torsión en vigas ***T*** y en otros elementos cuya sección transversal presenta alas.

En la referencia 7.19., artículo 3.8. referido a ***sistemas de vigas T*** se indica la determinación del ***ancho efectivo del ala*** de la siguiente manera:

> *"En la Figura C 8.10.1. (a) se muestra que si el **ancho del ala b** es apenas un poco más grande que el **ancho del alma b_w** , el ala completa se puede considerar efectiva para resistir la compresión.*
>
> *Sin embargo para el **sistema de entrepiso** que se muestra en la Figura C 8.10.1. (b) resulta claro que las zonas del ala localizadas a mitad de distancia entre las almas de las vigas, están sometidas a un esfuerzo de compresión longitudinal mucho menor que el de las zonas ubicadas directamente sobre el alma, debido a las deformaciones unitarias de corte del ala misma, que libera a las zonas del ala más alejadas de parte del esfuerzo de compresión.*
>
> *Aunque la compresión longitudinal real varía por este efecto, en el diseño resulta conveniente hacer uso de un ancho efectivo del ala, que puede ser menor que el ancho real, pero que está sometido a un esfuerzo uniforme, con magnitud igual al valor máximo. Se ha encontrado que este **ancho efectivo** depende principalmente de la **luz de la viga** y del **espesor relativo de la losa**.*

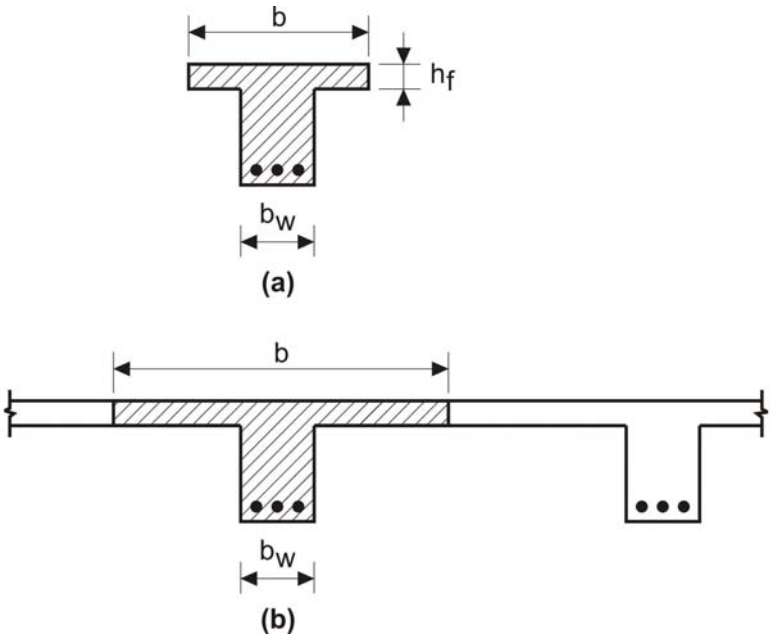


Figura C 8.10.1. Ancho efectivo del ala en vigas T.

*El **eje neutro de tensiones de una viga T** puede estar ubicado ya sea en el ala como en el alma, dependiendo de las dimensiones de la sección transversal, de la cantidad de armadura traccionada y de la resistencia de los materiales.*

Si la profundidad calculada hasta el eje neutro de tensiones $\mathbf{a = \beta_1 c}$*, es **igual o menor que el espesor** $\mathbf{h_f}$ de la losa, la viga se puede analizar como si fuera una **viga rectangular de ancho igual** al **ancho efectivo del ala.***

*En la Figura C 8.10.2 (a) se muestra una **viga T** con el eje neutro de tensiones en el ala, indicándose en forma rayada el área sujeta a compresión.*

*Si el hormigón adicional, indicado mediante las áreas (1) y (2) se hubiera incluido al hormigonar la viga, la sección transversal física hubiese sido rectangular con un ancho igual a **b**.*

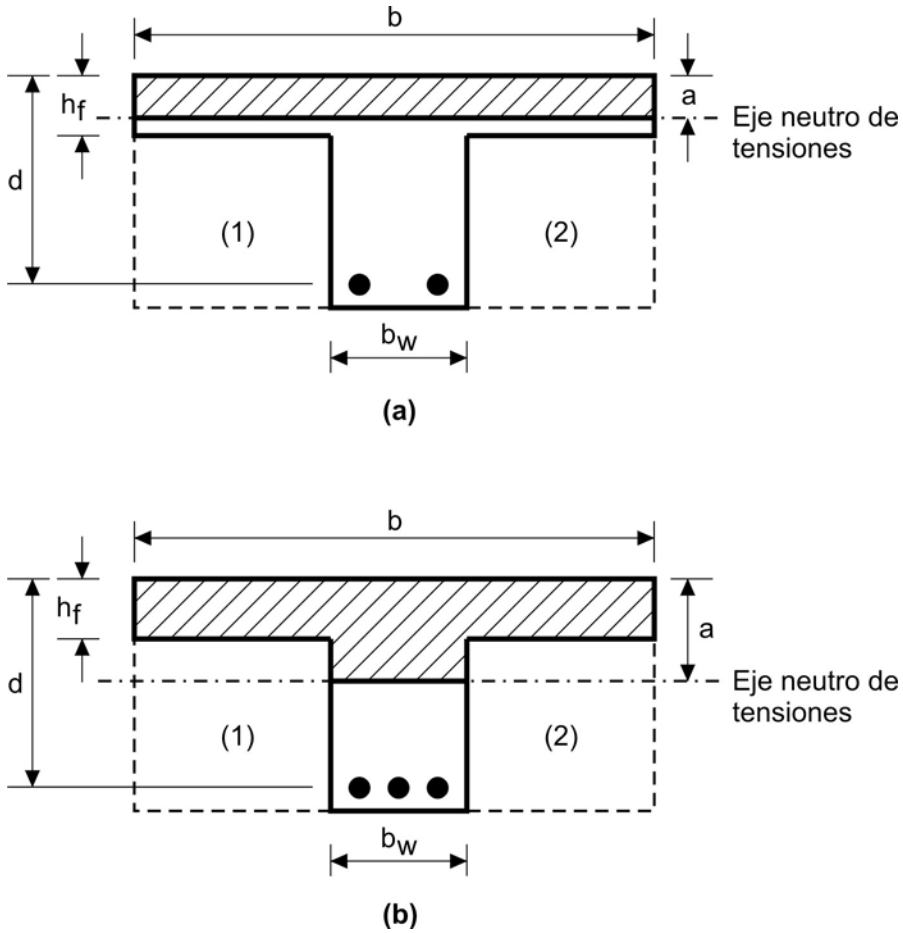


Figura C 8.10.2. Secciones transversales efectivas para vigas T.

*Sin embargo no se hubiera logrado adicionar resistencia a la flexión porque las áreas (1) y (2) se encuentran **en su totalidad** dentro de la zona sometida a tracción y el hormigón traccionado no se considera en los cálculos a flexión. O sea que la **viga T original** y la **viga rectangular** tienen la **misma resistencia a flexión** y se puede aplicar el análisis a flexión de vigas rectangulares.*

*En cambio, cuando el eje neutro de tensiones está en el alma, como se muestra en la Figura C 8.10.2.(b), el argumento expuesto no es válido y se debe acudir a métodos que consideren la forma real de la **viga T** en la zona de compresión.*

*En el tratamiento de las **vigas T** resulta conveniente adoptar la **misma distribución de tensiones equivalentes** que para las vigas de sección transversal rectangular.*

*El bloque rectangular de tensiones, con una magnitud de la tensión de compresión de **0,85 f'$_c$** se desarrolló originalmente en base a ensayos de vigas rectangulares (ver la referencia 7.18., artículo 3.4.a) y su aplicabilidad a las vigas T puede cuestionarse. Sin embargo muchos cálculos basados en las curvas reales tensión-deformación unitaria, indican que su aplicación a las vigas T, al igual que para vigas de sección transversal circular o triangular, presenta*

apenas pequeños errores, razón por la cual su utilización se justifica plenamente.

*De acuerdo con ésto, una **viga T** se puede tratar como una **viga rectangular** si la altura del bloque equivalente de tensiones es igual o menor que el espesor del ala. La Figura C 8.10.3. muestra una **viga T** armada a tracción con un **ancho efectivo del ala**, un ancho del alma b_w, una altura efectiva **d** hasta el baricentro de la armadura y un espesor del ala h_f.*

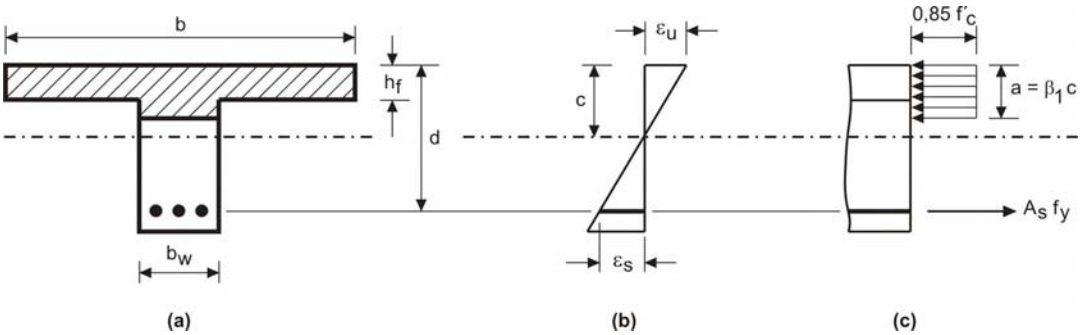


Figura C 8.10.3. Distribución de deformaciones unitarias y de tensiones equivalentes para vigas T.

*Para el diseño de una **viga T** se recomienda utilizar la siguiente secuencia de cálculos:*

1. *Determinar el espesor del ala h_f en base en los requisitos de flexión de la losa que, por lo general, se extiende transversalmente entre **vigas T** paralelas.*

2. *Determinar el **ancho efectivo del ala** de acuerdo con los límites establecidos en este Reglamento.*

3. *Seleccionar las dimensiones del alma (b_w y **d**) en función de cualquiera de los siguientes requisitos:*

   a) *requisitos de flexión negativos en los apoyos, si se trata de una **viga T** continua;*

   b) *requisitos de corte, estableciendo un límite superior razonable en la tensión nominal unitaria de corte v_n.*

4. *Con todas las dimensiones de la sección de hormigón determinadas, calcular un valor tentativo de A_s, suponiendo que el valor de **a** no excede h_f y se utiliza un ancho de viga igual al ancho del ala **b**. Utilizar los métodos comunes de diseño para vigas rectangulares.*

5. *Para el área tentativa A_s, verificar la altura del bloque de tensiones **a** para confirmar que éste no excede h_f utilizando las ecuaciones para **vigas T**.*

6. *Revisar para confirmar que* $\rho_w \geq \rho_{w,mín}$. *(Esto va a ser así casi invariablemente).*

7. *Revisar para confirmar que.* $\rho_w \leq \rho_{w,máx}$.

C 8.11. LOSAS NERVURADAS

Las limitaciones en las dimensiones y en la separación entre los nervios para la construcción de losas nervuradas, establecidas en los artículos 8.11.1. a 8.11.3. inclusive, se fundamentan en la experiencia que surge de haber estudiado su comportamiento satisfactorio durante muchos años

C 8.11.3. ***En este artículo se establece un límite para la separación máxima entre las nervaduras debido a la disposición especial que permite mayores resistencias al corte y un recubrimiento menor de hormigón para la armadura en estos elementos repetitivos,*** relativamente pequeños.

C 8.11.5. Este artículo permite que sólo las paredes verticales de los casetones perdidos, de hormigón o cerámicos, puedan colaborar para absorber corte (mayor b) y momento negativo en los apoyos (mayor cabeza comprimida), dado que se considera la buena adherencia de esos casetones perdidos con el hormigón estructural.

C 8.11.8. ***El incremento en la resistencia al corte permitido por el artículo 8.11.8. está avalado por:***

1) el comportamiento satisfactorio de las losas nervuradas con mayores resistencias al corte, dimensionadas según las anteriores ediciones del Código ACI 318, las que permitirán esfuerzos de corte comparables con los actualmente aceptados.

2) la redistribución de las sobrecargas locales a las nervaduras adyacentes .

C 8.12. TERMINACIÓN SUPERFICIAL DE LAS LOSAS (contrapisos)

C 8.12.1 ***Este Reglamento no especifica un espesor adicional para las superficies de desgaste sometidas a condiciones poco usuales de deterioro***, razón por la cual se deja a discreción del Proyectista o Diseñador Estructural decidir el aumento del espesor en función de las mencionadas condiciones.

El contrapiso sólo se puede considerar para evaluar la resistencia si se hormigona monolíticamente con la losa, permitiéndose incluir el espesor adicional del contrapiso en la determinación de la altura estructural de la losa, siempre que se asegure la ***acción compuesta*** de ambos espesores, de acuerdo con el Capítulo 17.

Todos los contrapisos sobre losas se pueden considerar con fines no estructurales, como por ejemplo para el recubrimiento de armaduras, protección contra el fuego, etc., siempre que se adopten todas las precauciones necesarias para garantizar que el espesor adicional del contrapiso no se desprenda provocando una disminución del recubrimiento.

Es importante destacar que se deben cumplir las exigencias del artículo 7.7. con respecto al valor del recubrimiento mínimo monolítico de hormigón que se debe respetar para asegurar el anclaje de la armadura.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 9.

REQUISITOS DE RESISTENCIA Y COMPORTAMIENTO EN SERVICIO

C 9.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

La definición de ***alargamiento específico neto de tracción***, dada en el Anexo al Capítulo 1, excluye a las deformaciones debidas al pretensado efectivo, la fluencia lenta, la contracción y la temperatura.

C 9.1. REQUISITOS GENERALES

En la edición 2002 del Código ACI 318, se revisaron los factores de reducción de resistencia, ϕ, decidiéndose la incorporación, al cuerpo central del Código, como artículo 9.3.2., de los factores que se especificaban en el Apéndice C, de la edición 1999, con excepción del factor para flexión, cuyo valor se mantiene en $\phi = 0,9$.

Las combinaciones de acciones, propuestas en la edición 1999 del Código, también se modificaron, al adoptarse en la edición 2002, la combinación propuesta por el documento SEI/ASCE 7-02: ***"Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures"*** (referencia 9.1.), cuyo texto se ha adoptado para el desarrollo de los siguientes Reglamentos:

- ***CIRSOC 101 "Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras"- 2005***,
- ***CIRSOC 102 "Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones" - 2005*** y
- ***CIRSOC 104 "Reglamento Argentino de Acción de la Nieve y del Hielo sobre las Construcciones"- 2005***.

Estas modificaciones se introdujeron con el fin de unificar y facilitar el diseño de las estructuras, al disponerse de un único conjunto de factores de carga y combinación de acciones, que simplifique el dimensionamiento de las estructuras de hormigón armado, que incluyan elementos de materiales diferentes al hormigón, como por ejemplo, perfiles de acero.

Cuando se utilice los factores de reducción de resistencia, especificados en el artículo 9.3., para el tipo de construcción descripta en el párrafo anterior, los valores de dimensionamiento que se obtengan para las cargas gravitatorias serán comparables con los obtenidos utilizando los factores de carga y reducción de resistencia, especificados en la edición 1999 del Código ACI 318 y anteriores.

El ***Capítulo 9*** define las condiciones básicas de resistencia y serviciabilidad para el dimensionamiento de elementos de hormigón estructural.

El requisito básico para el ***diseño por resistencia última*** se puede expresar de la siguiente forma:

Resistencia de diseño	$\geq$	***Resistencia requerida***
ϕ ***Resistencia nominal***	$\geq$	***Resistencia requerida***
ϕS_n	$\geq$	U

En el procedimiento de ***diseño por resistencia***, el margen de seguridad se obtiene multiplicando la carga de servicio por un ***factor de carga*** y la resistencia nominal por un ***factor de reducción de resistencia***.

En la referencia 7.19., artículo 1.4. ***"Funcionalidad, Resistencia y Seguridad Estructural"*** se expresa lo siguiente:

> *"Para que una estructura cumpla sus propósitos, debe ser segura contra el colapso y funcional en condiciones de servicio. La funcionalidad requiere que las deformaciones por flexión sean pequeñas, que las fisuras, si existen, se mantengan en límites tolerables, que las vibraciones se minimicen, etc. La seguridad requiere que la resistencia de la estructura sea la adecuada para todas las cargas que puedan llegar a actuar sobre ella. Si la resistencia de la estructura, construida tal como se diseñó, se pudiera predecir en forma precisa, y si las cargas y sus efectos internos (momentos, esfuerzos de corte, fuerzas axiales) se conocieran con precisión, la seguridad se podría garantizar proporcionando una capacidad portante ligeramente superior a la que se requiere para las cargas conocidas. Sin embargo, existen diversas fuentes de incertidumbre en el análisis, diseño y construcción de estructuras de hormigón armado. Estas fuentes de incertidumbre, que requieren un margen de seguridad definido, pueden enumerarse como sigue:*
>
> **1.** *Las cargas reales pueden diferir de las supuestas.*
> **2.** *Las cargas reales pueden estar distribuidas de manera diferente a la supuesta.*
> **3.** *Las suposiciones y simplificaciones inherentes a cualquier análisis pueden originar efectos no calculados, momentos, esfuerzos de corte, etc., diferentes de aquellos que de hecho actúan sobre la estructura.*
> **4.** *El comportamiento estructural real puede diferir del supuesto, debido a las limitaciones del conocimiento.*
> **5.** *Las dimensiones reales de los elementos pueden diferir de aquellas especificadas.*
> **6.** *La armadura puede no estar en la posición definida.*
> **7.** *Las resistencias reales de los materiales pueden diferir de las especificadas.*

Además, para la definición de las especificaciones de seguridad se deben considerar las consecuencias de la falla. En algunos casos, una falla puede llegar a ser simplemente un inconveniente. En otros casos, pueden estar involucradas pérdidas de vidas o pérdidas significativas en la propiedad. También se debe prestar atención a la naturaleza de la falla en caso de que ocurra. Una falla gradual, que dé aviso suficiente y que permita tomar medidas para controlarla es preferible a un colapso súbito e inesperado.

Es evidente que la selección de un margen de seguridad apropiado no es un asunto simple. Sin embargo, se han hecho progresos hacia disposiciones de seguridad más racionales en los códigos de diseño. Al respecto se recomienda la siguiente bibliografía:

- *J.G. Mac Gregor, S.A. Mirza, and B. Ellingwood, "Statiscal Analysis of Resistance of Reinforced and Prestressed Concrete Members", J.ACI, vol. 80, N° 3, 1983, pp 167-176.*
- *J.G. Mac Gregor, "Load and Resistance Factors for Concrete Design" J.ACI, vol. 80, N° 4, 1983, pp 279-287.*
- *J.G. Mac Gregor, "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete", Can. J. Civ. Eng., vol. 3, n° 4, 1976, pp.484-513.*
- *G. Winter, "Safety and Serviceability Provisions of the ACI Buildings Coode", ACI-CEB-FIP-PCI Symposium, ACI Special Publication SP-59, 1979.*

VARIABILIDAD DE LAS CARGAS

Debido a que la carga máxima que va ocurrir durante la vida de una estructura es incierta, ésta se puede considerar como una variable aleatoria. A pesar de esta incertidumbre, el Proyectista o Diseñador Estructural debe diseñar una estructura adecuada. Un modelo de probabilidad para la carga máxima puede deducirse a partir de una función de densidad probabilística para cargas, tal como se presenta en la curva de frecuencia de la Figura C 9.1.a), de la referencia 7.19. La forma exacta de esta curva de distribución para un tipo de carga particular, tal como cargas de oficinas se puede determinar únicamente con base en datos estadísticos obtenidos a partir de mediciones de cargas a gran escala. Algunas de estas mediciones se han realizado en el pasado y otras están en progreso. Para tipos de carga para los cuales estos datos son escasos, es necesario recurrir a información relativamente confiable basada en la experiencia, la observación y el criterio.

Para una curva de frecuencia dada (Figura C 9.1.a)), el área bajo la curva entre dos abscisas, tales como las cargas Q_1 *y* Q_2 *, representa la probabilidad de ocurrencia de cargas* Q *de magnitud* $Q_1 < Q < Q_2$ *. Para diseñar se selecciona en forma conservadora una carga de servicio especificada* Q_d *de tal forma que la ocurrencia de cargas mayores a* Q_d *está dada entonces por el área sombreada bajo la curva a la derecha de* Q_d *. Esta carga de servicio especificada es considerablemente mayor que la carga media* $\overline{Q}$ *que actúa sobre la estructura. La carga media es mucho más representativa de las condiciones de carga promedio sobre la estructura que la carga de diseño especificada* Q_d *.*

En este artículo especialmente transcripto de la referencia 7.19. la simbología utilizada es:

M el margen de seguridad.
S la resistencia nominal
Q la carga actuante

SEGURIDAD ESTRUCTURAL

*Una estructura dada tiene margen de seguridad **M** si*

$$M = S - Q > 0 \qquad \text{(C 9.1-1)}$$

*Es decir, si la resistencia de la estructura es mayor que las cargas que actúan sobre ella. Debido a que **S** y **Q** son variables aleatorias, el margen de seguridad **M = S – Q** también es una variable aleatoria. Una gráfica de la función de probabilidad de **M** se puede representar como en la Figura C 9.1.c) (de la referencia 7.19.). La falla ocurre cuando **M** es menor que cero; la probabilidad de falla está representada entonces por el área sombreada de la Figura.*

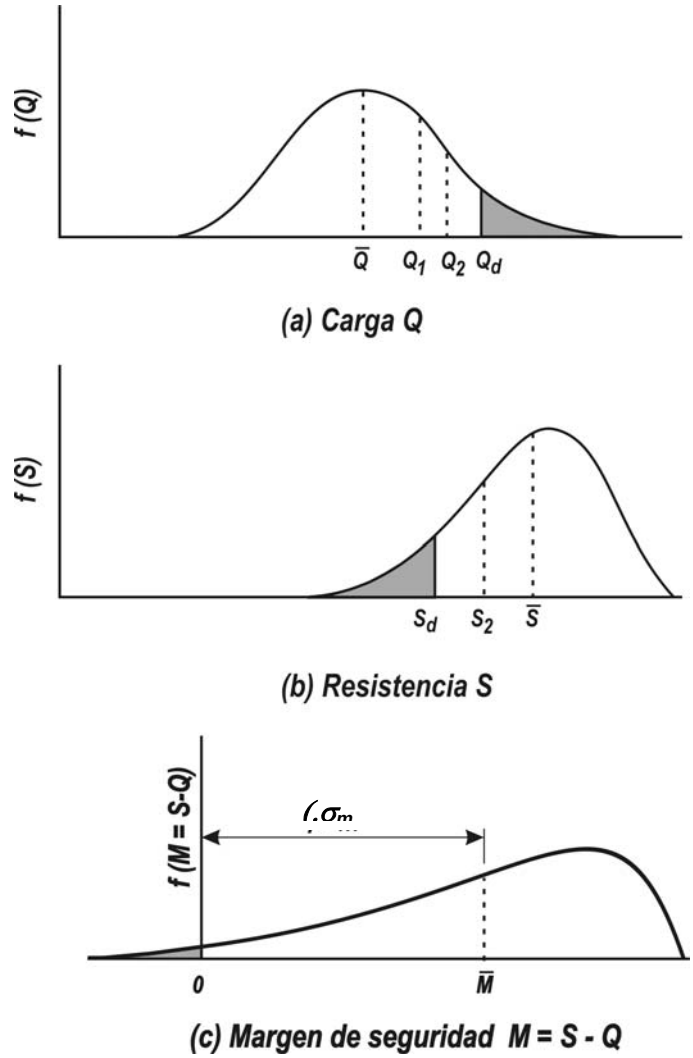


Figura C 9.1. ***Curvas de frecuencia para (a) cargas Q; (b) resistencias S; y (c) margen de seguridad M*** ***(adoptada de la referencia 7.19.).***

*Aunque la forma precisa de la función de densidad probabilística para **S** y **Q**, por tanto para **M**, no se conoce, este concepto se puede utilizar como una metodología racional para estimar la seguridad estructural. Una posibilidad consiste en exigir que el margen de seguridad promedio **M** sea un número especificado β de desviaciones estándares σ_m por encima de cero. Se puede demostrar que ésto resulta en el siguiente requisito.*

$$\psi_s \overline{S} \geq \psi_L \overline{Q} \qquad \textbf{(C 9.1-2)}$$

*donde ψ_s es un coeficiente de seguridad parcial menor que uno (1) aplicado a la resistencia media $\overline{S}$ y ψ_L es un coeficiente de seguridad parcial mayor que uno (1) aplicado a la carga media $\overline{Q}$. La magnitud de cada uno de los coeficientes de seguridad parciales depende de la varianza de la cantidad a la cual se aplica, **S** o **Q** y del valor seleccionado de β, que es el índice de seguridad de la estructura. Como guía general, un valor del índice de seguridad β entre **3** y **4** corresponde a una probabilidad de falla del orden de **1:100000** (referencia J.G. Mac Gregor, "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete", Can. J. Civ. Eng., vol. 3, n° 4, 1976, pp.484-513.). El valor de β se determina usualmente mediante calibración frente a diseños bien acreditados y sustentados.*

En la práctica resulta más conveniente introducir coeficientes de seguridad parciales con respecto a cargas especificadas en el código, que como se mencionó, exceden considerablemente los valores promedio, en lugar de utilizar cargas medias como en la expresión (C 9.1-2); de manera similar, el coeficiente de seguridad parcial para la resistencia se aplica a la resistencia nominal calculada en forma conservadora en lugar de la resistencia media como en la expresión (C 9.1-2). En estos términos, se pueden replantear los requisitos de seguridad de la siguiente forma:

$$\phi S_n \geq \gamma Q_d \qquad \textbf{(C 9.1-3a)}$$

*en la cual ϕ es un factor de reducción de resistencia aplicado a la resistencia nominal S_n, y γ es un factor de carga aplicado a las cargas de diseño Q_d calculadas o especificadas en los códigos. Aún más, reconociendo las diferencias en la variabilidad entre las cargas permanentes **D** y las sobrecargas **L**, por ejemplo, es razonable y sencillo introducir factores de carga diferentes para tipos de carga diferentes. La expresión precedente puede entonces reescribirse de la siguiente forma:*

$$\phi S_n \geq \gamma_d D + \gamma_1 L \qquad \textbf{(C 9.1-3b)}$$

*en la cual γ_d es un factor de carga un poco mayor que uno (1) aplicado a la carga permanente calculada **D**, y γ_1 es un factor de carga aún mayor aplicado a la*

*sobrecarga **L** especificada en el código. Cuando se tienen en cuenta cargas adicionales, tales como cargas de viento **W**, puede considerarse la menor probabilidad de que las cargas permanentes máximas, las sobrecargas y las cargas de viento, u otras cargas, vayan a actuar simultáneamente, mediante un factor α menor que uno (1) tal que:*

$$\phi\ S_n \ \geq\ \alpha(\gamma_d\ D + \gamma_1 L\ +\ \gamma_w\ W\ + ...) \qquad \textbf{(C 9.1-3c)}$$

Las especificaciones vigentes de diseño en los Estados Unidos siguen los formatos de las expresiones (C 9.1-3b) y (C 9.1-3c).

DISPOSICIONES DE SEGURIDAD DEL CÓDIGO ACI 318

Las disposiciones de seguridad del Código ACI se adaptan a las formas de las expresiones (C 9.1-3b) y (C 9.1-3c), las cuales utilizan factores de mayoración de las cargas y factores de minoración de resistencias.

*Estos factores están basados hasta cierto punto en información estadística, pero confían en un alto grado en la experiencia, en el criterio de ingeniería y en ciertos compromisos. La resistencia de diseño ϕS_n de una estructura o elemento debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida **U** calculada a partir de las cargas mayoradas, es decir,*

Resistencia de diseño $\geq$ ***Resistencia requerida***

o

$$\phi\ S_n \ \geq\ U \qquad \textbf{(C 9.1-4)}$$

*La resistencia nominal S_n se calcula (usualmente en forma algo conservadora) mediante métodos aceptados. La resistencia requerida **U** se calcula aplicando los factores de carga apropiados a las cargas de servicio respectivas: carga permanente **D**, sobrecarga **L**, carga de viento **W**, carga sísmica **E**, presión de tierra **H**, presión de fluido **F**, impacto **I** y efectos ambientales **T** que pueden incluir asentamientos, fluencia lenta, contracción de fraguado y cambios de temperatura. Las cargas se definen en un sentido general para incluir ya sea cargas directas o efectos internos relacionados, tales como momentos, esfuerzos de corte y axiales. De esta manera, y en términos específicos, para un elemento sometido por ejemplo a momento, esfuerzo de corte u axial:*

$$\phi M_n \ \geq\ M_u \qquad \textbf{(C 9.1-5a)}$$

$$\phi V_n \ \geq\ V_u \qquad \textbf{(C 9.1-5b)}$$

$$\phi P_n \ \geq\ P_u \qquad \textbf{(C 9.1-5c)}$$

*donde los **subíndices n** indican las **resistencias nominales a flexión**, esfuerzo de corte y axial respectivamente, y los **subíndices u** indican los **efectos mayorados** de momento, esfuerzo de corte y axial. Para el cálculo de los efectos de las cargas mayoradas a la derecha de las ecuaciones, los factores de carga se pueden aplicar ya sea a las cargas de servicio directamente o a los efectos internos de las cargas calculados a partir de las cargas de servicio.*

*Los **factores de carga** especificados por el Código ACI se deben aplicar a las cargas permanentes calculadas, y a las sobrecargas y cargas ambientales especificadas en los códigos o normas apropiados.*

*Considerando las cargas en forma individual, se utilizan factores de reducción de resistencia **menores** para aquellas que se conocen con **mayor certeza**, por ejemplo las cargas permanentes, en comparación con otras de mayor variabilidad, como las sobrecargas. Además, para combinaciones de carga tales como cargas permanentes y sobrecargas más cargas de viento, se aplica un coeficiente de reducción para considerar una probabilidad menor de que una carga permanente excesivamente grande, coincida con una tormenta de viento severa. Los factores también reflejan de manera general, las incertidumbres con las cuales se calculan los efectos internos de las cargas a partir de las cargas externas, en sistemas tan complejos como las estructuras de hormigón armado inelásticas y altamente indeterminadas que, adicionalmente, incluyen elementos de sección variable (debido a fisuración por tracción, armadura discontinua, etc.). Por último, los factores de carga también permiten distinguir entre dos situaciones: una en la que el efecto de todas las cargas simultáneas es aditivo, a diferencia de la otra en la que los efectos de las cargas se contrarrestan entre sí, particularmente cuando hay fuerzas horizontales actuando conjuntamente con la gravedad. Por ejemplo, en un muro de contención, la presión del suelo produce un momento de volcamiento y las fuerzas de gravedad producen un momento estabilizante que lo contrarresta.*

*Los factores de carga de resistencia ϕ del Código ACI tienen asignados valores diferentes dependiendo del **estado del conocimiento**, es decir, de la precisión con la cual se pueden calcular las diferentes resistencias. De esta manera, el valor para flexión es mayor que aquél para esfuerzo de corte. Los valores de ϕ reflejan también la importancia probable de un elemento en particular en la supervivencia de la estructura y del control de calidad probable alcanzado. Por estas dos razones se utiliza un **valor menor para columnas** que para **vigas**.*

*La aplicación conjunta de los factores de reducción de resistencias y de los factores de mayoración de cargas está dirigida a obtener en forma aproximada, probabilidades de bajas resistencias del orden de **1/100** y probabilidades de sobrecargas de **1/1000**. Esto resulta en una probabilidad de falla estructural del orden de **1/100000**."*

C 9.2. RESISTENCIA REQUERIDA

La ***resistencia requerida U***, se expresa en términos de las cargas mayoradas o de los esfuerzos característicos correspondientes.

Las ***cargas mayoradas*** son las cargas especificadas en el ***Reglamento CIRSOC 101-2005***, multiplicadas por los factores de carga apropiados.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular el ***efecto de la carga***, con las ***variaciones esperables*** para dicha carga, durante la vida de la estructura y con el ***índice de confiabilidad*** para el que se desea diseñar 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 la variabilidad de los análisis estructurales utilizados para calcular los momentos y esfuerzos de corte.

Este Reglamento proporciona factores de carga para combinaciones específicas de carga. Al asignar factores a las combinaciones de carga, se considera, en cierta medida, la probabilidad de su ocurrencia simultánea. Aunque las combinaciones de cargas más usuales están incluidas, el Proyectista o Diseñador Estructural no debe suponer que están cubiertos todos los casos.

Al determinar ***U*** para las diferentes combinaciones de cargas se deben considerar adecuadamente los ***signos***, ya que un determinado tipo de carga puede producir efectos de sentido contrario a los producidos por otro tipo de carga diferente. Las combinaciones de cargas en que aparece ***0,9 D*** se indican específicamente para el caso en que una ***carga permanente muy importante reduzca los efectos de otras cargas***.

El tema de la carga puede ser también ***crítico*** para las ***secciones de las columnas controladas por compresión***. En tal caso una reducción de la carga axial y un incremento del momento pueden resultar una combinación de carga crítica.

Con el objeto de determinar la condición de diseño más crítica, se deben considerar las diversas combinaciones de carga. Esto resulta particularmente válido, cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, como en el caso de la resistencia a la flexión y carga axial combinadas o la resistencia al esfuerzo de corte, en elementos con carga axial.

Si por alguna circunstancia especial se requiere, para la resistencia de uno o más elementos en particular, ***mayor confiabilidad*** que la utilizada en la práctica habitual, puede resultar apropiado disminuir los factores de reducción de la resistencia ϕ establecidos, o aumentar los factores de carga especificados.

El ***Reglamento CIRSOC 102-2005***, que adoptó como lineamiento base el *documento* ***"Minimun Design Loads for Building and other Structures"***, conocido como SEI/ASCE 7-02 (referencia 9.1.), incluye en la determinación de la carga de viento, un factor de direccionalidad, que para edificios es igual a **0,85** (ver el artículo 5.4.4. y la Tabla 6 del mencionado Reglamento).

En las expresiones de las combinaciones de cargas, el factor de la carga de viento se incrementó al valor ***1,6*** con respecto a anteriores versiones del documento ***SEI/ASCE 7-02*** (referencia 9.1.), en los cuales figuraba con un valor igual a ***1,3***, que ahora se divide por un factor de direccionalidad igual a ***0,85***. (1,3 / 0,85 = 1,53 ≅ 1,6).

Con respecto a las combinaciones que incluyen la acción sísmica se debe consultar el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103- Parte II Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes – "Construcciones de Hormigón Armado"*** – 2005, artículo 1.3.

C 9.2.2. Cuando la ***sobrecarga se aplique en forma rápida***, como puede ser el caso de edificios para estacionamientos, cabinas de ascensores, pisos de bodegas, etc., se deben considerar los efectos de impacto, para lo cual, en todas las expresiones se debe sustituir ***L*** por la combinación ***(L + impacto)***.

C 9.2.3. El Proyectista o Diseñador Estructural debe considerar los ***efectos debidos a los asentamientos diferenciales, la fluencia lenta, la contracción, la variación de temperatura y los hormigones de contracción compensada.***

El término ***"evaluación realista"*** se refiere a que se deben utilizar los valores más probables y no los valores del límite superior de las variables.

C 9.2.4. ***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 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 ***SEI/ASCE 7-02***. (referencia 9.1.).

C 9.2.5. El ***factor de carga 1,2***, ***aplicado al máximo esfuerzo del gato de tesado en el cable***, da por resultado una carga de diseño de aproximadamente ***113 %*** de la tensión de fluencia especificada del acero de pretensado, pero no mayor que el ***96 %*** de la resistencia a la tracción nominal del mencionado acero. Estos resultados se comparan aceptablemente bien con el máximo esfuerzo que se puede obtener del gato, el cual está limitado por el factor de eficiencia del anclaje.

C 9.3. RESISTENCIA DE DISEÑO

C 9.3.1. El término ***"resistencia de diseño"*** de un elemento, es la resistencia nominal calculada de acuerdo con las disposiciones y suposiciones establecidas en este Reglamento, multiplicada por un ***factor de reducción de resistencia*** ϕ, que siempre es ***menor que la unidad***.

Las razones para utilizar un ***factor de reducción de resistencia*** ϕ, son las siguientes:

1. Considerar la probabilidad de la presencia de elementos con una menor resistencia, originada en una variación de la resistencia de los materiales y de las dimensiones.

2. Considerar las inexactitudes de las expresiones de diseño.

3. Reflejar el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga considerada y,

4. Reflejar la importancia del elemento en la estructura. (ver las referencias 9.7. y 9.8.)

En la ***edición 2002 del ACI 318*** se procedió a ajustar los factores de reducción de resistencia ϕ de manera de lograr compatibilidad con las combinaciones de carga propuestas por el documento SEI/ASCE 7-02. (referencia 9.1.), las que se han adoptado para el desarrollo de los ***Reglamentos CIRSOC del área Acciones***.

Estos factores ϕ son esencialmente los mismos que se publicaron en el Apéndice C de la versión 1999 del ACI 318, excepto que el ***factor para secciones controladas por tracción*** se aumentó de ***0,80*** a ***0,90***.

Esta modificación se fundamentó, tanto en los análisis de confiabilidad realizados en el pasado (ver la referencia 9.7.), como en los realizados actualmente, (ver la referencia 9.9.) que se fundamentan en estudios estadísticos de las propiedades de los materiales, así como en la opinión del Comité Redactor del Código ACI 318, en el sentido de que el comportamiento histórico de las estructuras de hormigón avala la adopción de un valor ϕ ***= 0,90***.

C 9.3.2.1. Para la aplicación de los artículos 9.3.2.1. y 9.3.2.2., las tracciones y compresiones axiales que se deben considerar son aquellas causadas por fuerzas externas. No se incluyen los efectos de las fuerzas de pretensado.

C 9.3.2.2. El Código ACI-318 especificaba, hasta la versión 1999, la magnitud del factor ϕ para los casos de carga axial o flexión, o ambos, en ***términos del tipo de carga***.

En cambio a partir de la versión 2002, el factor ϕ ***se determina en función de las condiciones de deformación en una sección transversal***, para la ***resistencia nominal***.

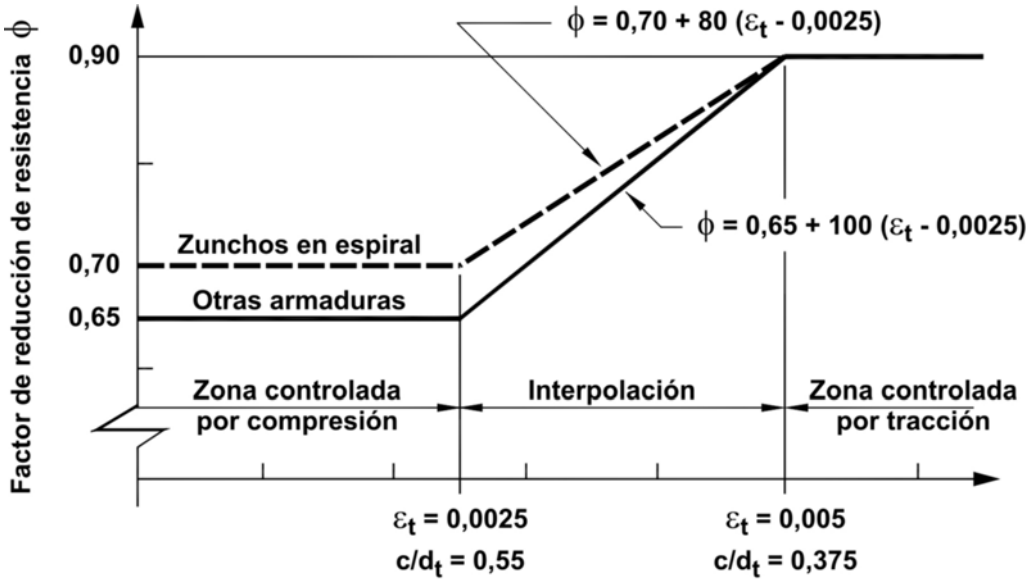
Para las secciones ***controladas por compresión*** se utiliza un ***factor*** ϕ ***menor*** que para las ***secciones controladas por tracción***. Esto se debe a que las ***secciones controladas por compresión*** poseen menos ductilidad, son más sensibles a las variaciones de la resistencia del hormigón, y generalmente se producen en elementos que soportan mayores áreas cargadas que los elementos con secciones controladas por tracción. ***A los elementos con armadura helicoidal se les asigna un*** ϕ ***mayor que a los elementos con estribos, ya que poseen mayor ductilidad o tenacidad***.

Para ***secciones solicitadas a carga axial con flexión***, las resistencias de diseño se determinan multiplicando tanto P_n como M_n por el único valor de ϕ correspondiente. Las secciones controladas por compresión y por tracción se definen en los artículos 10.3.3. y 10.3.4., como aquellas que poseen una deformación específica neta por tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal, ***igual o menor que el límite de deformación controlada por compresión*** y ***igual o mayor que*** **0,005** respectivamente.

Para secciones con deformaciones específicas netas por tracción, ε_t , en el acero más traccionado, para la resistencia nominal comprendida entre los límites indicados en el párrafo anterior, el valor de ϕ se puede determinar mediante interpolación lineal, como se

ilustra en la Figura 9.3.2. de este Reglamento, para f_y **= 420 MPa** o en la Figura C 9.3.2. para f_y **= 500 MPa**. El concepto de deformación específica neta por tracción, ε_t ,se explicita en el artículo C 10.3.3.

Como en el artículo 10.2.3. se supone que ***la deformación por compresión del hormigón,*** para la resistencia nominal, es igual a ***0,003***, los límites de la deformación específica neta por tracción para los elementos controlados por compresión también se pueden expresar en ***términos de la relación c/d$_t$, donde c es la profundidad del eje neutro para la resistencia nominal*** y d_t , es la distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la capa de armadura más traccionada. Los límites de c/d_t , para las secciones controladas por compresión y por tracción son ***0,6*** y ***0,375*** respectivamente. El límite ***0,6*** se aplica a secciones armadas con una armadura que presenta una tensión de fluencia f_y **= 420 MPa** y a secciones pretensadas. La Figura 9.3.2. también presenta expresiones para calcular el factor ϕ en función de c/d_t .



Interpolación en función de c/d$_t$:

Zunchos en espiral: $\phi = 0{,}70 + (6{,}6/28)\,[(1/c/d_t) - (10/5{,}5)]$

Otras armaduras: $\phi = 0{,}65 + (8{,}25/28)\,[(1/c/d_t) - (10/5{,}5)]$

Figura C 9.3.2. Ejemplo de variación de ϕ en función de ε_t y de la relación c/d$_t$ para f_y = 500 MPa.

El límite de deformación específica neta por tracción para las secciones controladas por tracción, también se puede expresar en términos de ρ / ρ_b como se definía en ediciones anteriores del Código ACI 318 (ver el Apéndice B y los Comentarios al artículo 8.4.). Un límite de deformación específica neta por tracción de ***0,005*** corresponde a una relación de ***0,63*** para secciones rectangulares con armadura f_y **= 420 MPa**.

C 9.3.2.5. El ***factor*** ϕ igual a ***0,85*** refleja la amplia dispersión de los resultados obtenidos en Estados Unidos, en los estudios experimentales realizados en zonas de anclaje.

Dado que el artículo 18.13.4.2. limita la resistencia nominal a compresión del hormigón no confinado, en la zona general, a un valor ***0,7 λ f'$_{ci}$*** , la ***resistencia de diseño efectiva, para hormigón no confinado*** será:

$$0{,}85 \;\; 0{,}7 \;\lambda\; f'_{ci} \;\cong\; 0{,}6 \;\lambda\; f'_{ci}$$

C 9.3.2.6. El factor ϕ utilizado en los modelos de ***bielas y tirantes***, se adopta igual al factor ϕ para corte. El valor de ϕ para los modelos de bielas y tirantes se aplica también a las bielas, tirantes y áreas de apoyo que integran esos modelos.

C 9.3.2.7. Cuando se produce una ***sección crítica***, ***en una zona donde el cordón no está totalmente anclado***, la falla se puede producir por desprendimiento de la adherencia. Este tipo de falla se asemeja a una falla frágil por corte, razón por la cual se han incluido los requisitos para un factor ϕ reducido.

Para las secciones comprendidas entre el extremo de la ***longitud de transferencia*** y el ***extremo de la longitud de anclaje***, el valor de ϕ se puede determinar mediante interpolación lineal, como se ilustra en las Figuras C 9.3.2.7 a) y b).

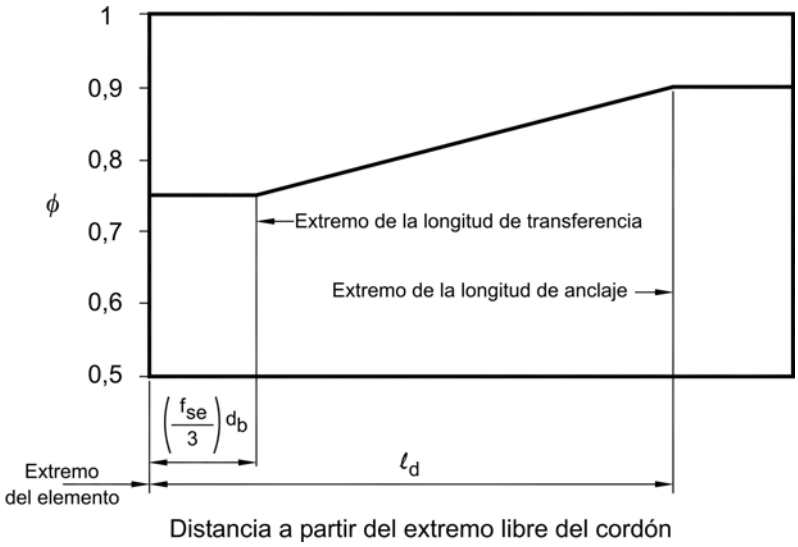


Figura C 9.3.2.7. a). ***Variación de ϕ en función de la distancia a partir del extremo libre del cordón en elementos pretensados con cordones totalmente adherentes.***

Si la adherencia de uno o más cordones no se prolonga hasta el extremo del elemento, en lugar de un análisis más riguroso se puede adoptar, en forma conservadora, ***ϕ = 0,75*** desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia del cordón que tenga ***la mayor longitud no adherente***. Más allá de este punto, ϕ puede variar linealmente hasta llegar a ***0,90*** en la ubicación en la cual todos los cordones están anclados, como se ilustra en la Figura C 9.3.2.7.b). Alternativamente, se puede ignorar la contribución de los cordones no adherentes hasta que éstos estén totalmente anclados. Se considera que ***la longitud embebida del cordón no adherente*** comienza en el punto

donde terminan las camisas utilizadas para impedir la adherencia. Más allá de este punto son aplicables los requisitos especificados en el artículo 12.9.3.

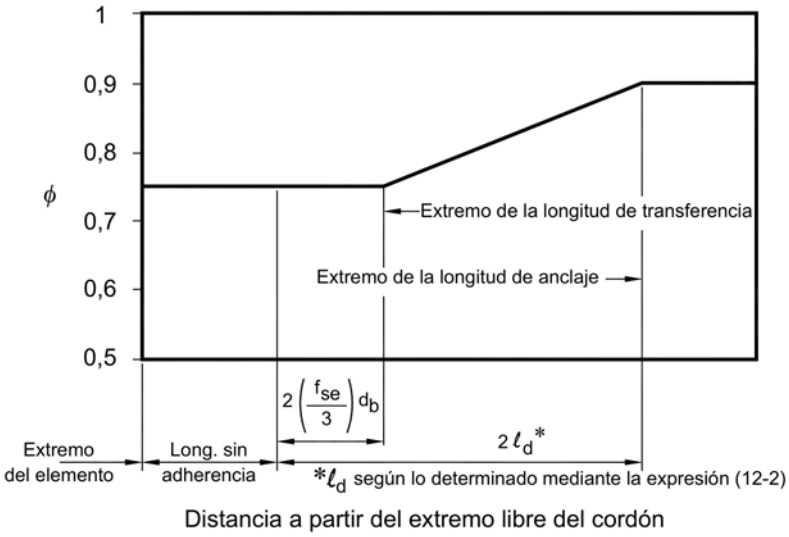


Figura C 9.3.2.7. b). Variación de ϕ en función de la distancia a partir del extremo libre del cordón, en elementos pretensados con cordones no adherentes, cuando se aplica el artículo 12.9.3.

C 9.3.5. ***Los factores de reducción de la resistencia ϕ para hormigón estructural simple***, se han igualado para todas las condiciones de carga. Dado que, tanto la resistencia a tracción por flexión como la resistencia al corte para el hormigón estructural simple, dependen de las características de resistencia a tracción del hormigón, que no tiene una reserva de resistencia o ductilidad por la ausencia de armadura, se ha considerado apropiado utilizar factores de reducción de la resistencia iguales, tanto para flexión como para corte.

C 9.4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE LA ARMADURA

En este Reglamento, además de establecer para la ***armadura no pretensada*** un límite superior de ***500 MPa***, para la tensión de fluencia especificada se establecen otras limitaciones que se detallan a continuación:

- En los artículos 11.5.2., 11.6.3.4. y 11.7.6., el máximo valor de f_y que se puede utilizar para la determinación de la armadura de corte y de torsión es de ***420 MPa***, excepto que se puede utilizar un valor de f_y de hasta ***500 MPa*** para la armadura de corte cuando se utilicen mallas soldadas nervuradas que cumplan con la Norma IRAM-IAS U 500-06.

- En el artículo 19.3.2. para cáscaras y placas plegadas y en el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte II-2005*** se especifica un valor límite de f_y de ***420 MPa***.

Las disposiciones establecidas en el artículo 9.5. para las deformaciones, y las limitaciones con respecto a la distribución de la armadura de flexión, establecidas en el artículo 10.6., se hacen más críticas a medida que aumenta el valor de f_y.

C 9.5. CONTROL DE LAS FLECHAS

C 9.5.1. ***Las disposiciones del artículo 9.5. se refieren únicamente a las flechas que pueden ocurrir bajo cargas de servicio***. En la determinación de las flechas a largo plazo se debe considerar únicamente la ***carga permanente*** y la ***fracción*** de la ***sobrecarga*** que actúa en forma permanente.

En este Reglamento se establecen dos métodos para controlar las flechas (ver la referencia 9.11.) el primero de los cuales consiste en el establecimiento de ***esbelteces límites*** y el otro en el ***cálculo de las flechas***:

- Para ***vigas no pretensadas***, ***losas que trabajan en una dirección y para elementos compuestos***; se deben cumplir las disposiciones relativas a altura o espesor total mínimo, de acuerdo con la Tabla 9.5.a) y satisfacer los requisitos de este Reglamento para elementos que no soporten, ni estén unidos, a tabiques divisorios u otros elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas.

- Para ***elementos no pretensados que trabajan en dos direcciones***, la altura mínima requerida en los artículos 9.5.3.1., 9.5.3.2. y 9.5.3.3., satisface los requisitos de este Reglamento.

- ***Para elementos no pretensados que no cumplan con estos requisitos de altura o espesor mínimo, o que soporten, o estén unidos a tabiques divisorios u otros elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas, y para todos los elementos de hormigón pretensado solicitados a flexión***, las flechas se deben determinar mediante los procedimientos descriptos en los correspondientes artículos de este Reglamento y no deben superar los valores establecidos en la Tabla 9.5.b).

C 9.5.2. Elementos armados en una dirección (no pretensados)

C 9.5.2.1. Los espesores mínimos establecidos en la Tabla 9.5.a), son aplicables a **vigas y losas no pretensadas,** que trabajan en **una dirección** (artículo 9.5.2.), y para elementos compuestos (artículo 9.5.5.).

***Se hace notar que, los valores de espesores mínimos se aplican sólo a elementos que no soportan, ni están unidos a, tabiques divisorios u otros elementos susceptibles de sufrir daños por efecto de las flechas*.**

Los ***espesores mínimos*** dados en la Tabla 9.5.a), se deben modificar si se utilizan hormigones que no son de densidad normal y armadura con una tensión de fluencia distinta de ***420 MPa***. Las notas incluidas a pié de página de la Tabla, son esenciales para elementos de hormigón armado construidos con armadura que tenga una tensión de fluencia distinta de ***420 MPa***, razón por la cual, si se verifica esta condición, se deben aplicar las correcciones indicadas para $f_y \neq 420$.

Las modificaciones propuestas en la nota a) de la Tabla 9.5.a) se fundamentan en el estudio de los resultados de las investigaciones que se detallan en la referencia 9.12.

La corrección por tensión de fluencia, (ver nota b) de la Tabla 9.5.a) es aproximada, pero debe producir resultados conservadores para los tipos de elementos considerados en la mencionada Tabla, para los porcentajes típicos de armadura y para valores de f_y entre

220 y ***500 MPa***. Los límites indicados en la Tabla 9.5.a) pueden ser ***insuficientes*** para el ***control* de flechas,** especialmente en el caso de ***voladizos***.

C 9.5.2.2. Para la determinación de las ***flechas instantáneas de elementos prismáticos no fisurados***, se pueden utilizar los métodos o fórmulas usualmente empleados en la determinación de las deformaciones elásticas, con un valor constante de $E_c\, I_g$ para 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 tramo, será necesario realizar una determinación más exacta.

C 9.5.2.3. El procedimiento del ***momento efectivo de inercia***, descripto en este Reglamento y desarrollado en la referencia 9.13., se seleccionó considerando que es suficientemente preciso para ser utilizado en el control de las flechas (referencias 9.14., 9.15. y 9.16.). El valor I_e efectivo se desarrolló con el fin de proporcionar una transición entre los límites superior e inferior de I_g e I_{cr} , en función de la relación M_{cr} / M_a . En la mayoría de los casos prácticos, I_e será menor que I_g $(I_e < I_g)$. Ver la Figura C 9.5.2.3.

C 9.5.2.4. Para ***vigas continuas***, el procedimiento indicado en este Reglamento sugiere utilizar el promedio simple de los valores de I_e para las ***secciones de momentos positivos y negativos***. La utilización de las propiedades correspondientes a la sección del centro del tramo, para elementos prismáticos continuos, se considera satisfactoria para cálculos aproximados, principalmente porque la rigidez en el centro del tramo (incluyendo el efecto de la fisuración) tiene un efecto determinante sobre las flechas, como se demuestra en las referencias 9.11., 9.17. y 9.18.

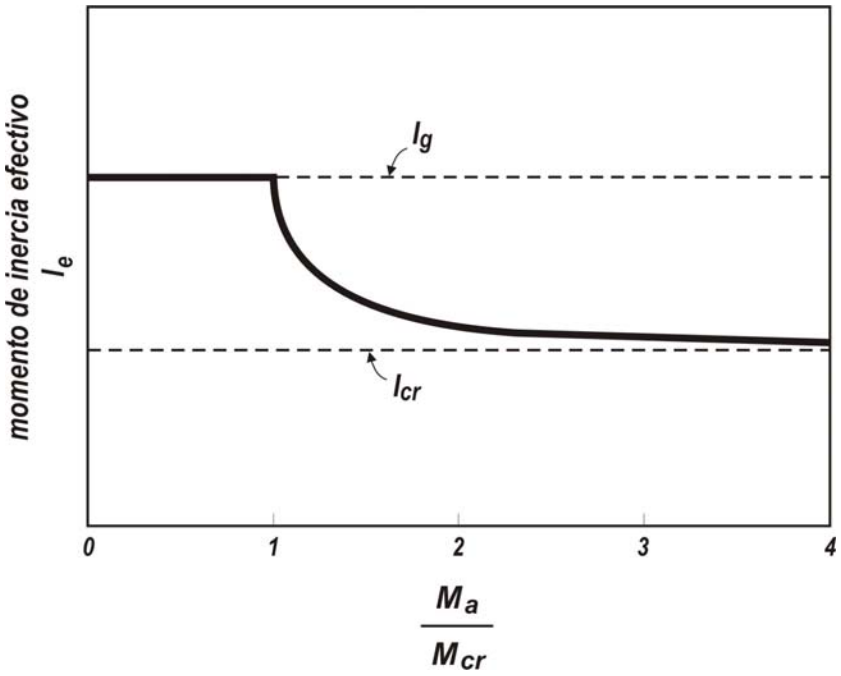


Figura C 9.5.2.3. a). Variación del momento de inercia efectivo I_e en función de la relación de momentos.

C 9.5.2.5. La ***contracción*** y la ***fluencia lenta*** debidas a las ***cargas de larga duración***, provocan ***flechas a largo plazo adicionales*** a aquellas que se producen cuando las cargas se aplican por primera vez en la estructura. Estas deformaciones están influidas por la temperatura, la humedad, las condiciones de curado, la edad en el momento de la

carga, la cantidad de armadura de compresión, la magnitud de la carga de larga duración y otros factores.

La expresión dada en este artículo, se considera satisfactoria siempre que, se utilice juntamente con los procedimientos de este Reglamento para calcular flechas instantáneas, y con los límites dados en la Tabla 9.5.b). Se hace notar que la ***flecha*** determinada de acuerdo con este artículo es la ***flecha adicional a largo plazo*** debida a la ***carga permanente***, y a la ***fracción de la sobrecarga aplicada*** durante un período suficientemente prolongado, como para originar deformaciones significativas en el tiempo.

En la expresión (9-11), que se desarrolla en la referencia 9.19., el multiplicador de ξ tiene en cuenta el efecto de la armadura comprimida para reducir las flechas a largo plazo, de manera tal que $\xi = 2{,}0$ representa un factor nominal dependiente del tiempo para **5 años** de duración de la carga. Para calcular valores de ξ correspondientes a períodos de carga menores que ***5 años***, se puede utilizar la curva de la Figura 9.5.2.5.

Cuando se opte por considerar la fluencia lenta y la contracción por separado, se pueden aplicar las expresiones aproximadas que se detallan en las referencias 9.13., 9.14., 9.19. y 9.20.

C 9.5.2.6. Las limitaciones dadas en la Tabla 9.5.b) se relacionan únicamente con ***elementos apoyados o vinculados, no estructurales***. Para aquellas estructuras en las que los elementos estructurales son susceptibles de ser afectados por las deformaciones o por las flechas de los elementos a los que están vinculados, de tal manera que afecten adversamente la resistencia de la estructura, estas deformaciones y las fuerzas resultantes, se ***deben considerar explícitamente en el análisis*** y en el ***diseño de las estructuras***, como se establece en el artículo 9.5.1. (ver la referencia 9.16.).

Cuando se calcule la flecha a largo plazo, se permite restar la parte de la flecha que ocurre antes de vincular los elementos no estructurales. Al hacer esta corrección, para elementos de dimensiones y formas usuales, se puede utilizar la curva de la Figura 9.5.2.5.

C 9.5.3. Elementos armados en dos direcciones (no pretensados)

C 9.5.3.2. ***Los límites indicados en la Tabla 9.5.c) han surgido de la evolución, a través de los años, de los diferentes Códigos y Reglamentos internacionales en función de cuya aplicación se ha podido concluir que las losas que se han ajustado a esos límites, no han mostrado sistemáticamente problemas relacionados con la rigidez, para cargas a corto y largo plazo***. Naturalmente, esta conclusión se aplica únicamente dentro del dominio de experiencias anteriores en cuanto a cargas, medio ambiente, materiales, condiciones de borde y luces.

En función de la la experiencia obtenida en estructuras similares construidas en nuestro país, los ***espesores mínimos*** que surgen de la aplicación de la expresión (9-12) pueden resultar excesivamente conservadores.

Esta situación se manifiesta claramente cuando las losas no tienen todos sus bordes articulados o cuando la relación β ***= lado mayor/lado menor, supera valores de 1,5***.

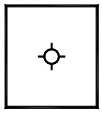
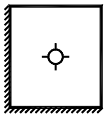
Los estudios de la referencia 9.28. demuestran que es factible determinar los espesores mínimos de las losas bajo ciertas condiciones de carga, materiales y procedimientos

constructivos; los que se especifican en la Tabla C 9.5.3.2., en la cual es posible interpolar linealmente para condiciones intermedias.

Las hipótesis sobre las que se desarrolló el estudio de la referencia 9.28. son las siguientes:

- ❒ curado mínimo — ***3 días***
- ❒ plazo mínimo de remoción de puntales — ***2 semanas***
- ❒ construcción de mampostería (si existe) — ***3 meses***
- ❒ puesta en uso — **1 año**
- ❒ cargas consideradas
  - peso propio de la losa (incluye sobrecargas constructivas)
  - pisos, contrapisos, carpetas y cielorrasos — ***180 kg/m²***
  - mampostería como carga uniforme — ***100 kg/m²***
  - fracción de la sobrecarga sostenida o de larga duración — ***30 %***

Tabla C 9.5.3.2. Coeficientes γ para la determinación de espesores mínimos

Condición de vínculo	Rel. de lados \ Sobrecarga:	Sin Mampostería 30 MN/mm²	Sin Mampostería 50 MN/mm²	Con Mampostería 30 MN/mm²	Con Mampostería 50 MN/mm²
	$\beta = 2$	40	35	25	23
	$\beta = 1$	45	40	35	33
	$\beta = 2$	45	38	30	28
	$\beta = 1$	50	45	38	36
	$\beta = 2$	48	42	35	33
	$\beta = 1$	55	50	42	40
Altura total = luz menor / γ					

C 9.5.3.3. Para ***paños de losas*** que tengan una relación, entre el ***lado mayor*** y el ***lado menor***, mayor que ***2***, la utilización de las expresiones (9-12) y (9-13), que indican el espesor mínimo como ***porcentaje del lado mayor***, puede conducir a resultados poco razonables. Para dichos paños de losas, se ***deben emplear*** las disposiciones establecidas en el artículo 9.5.2. para losas armadas en una dirección.

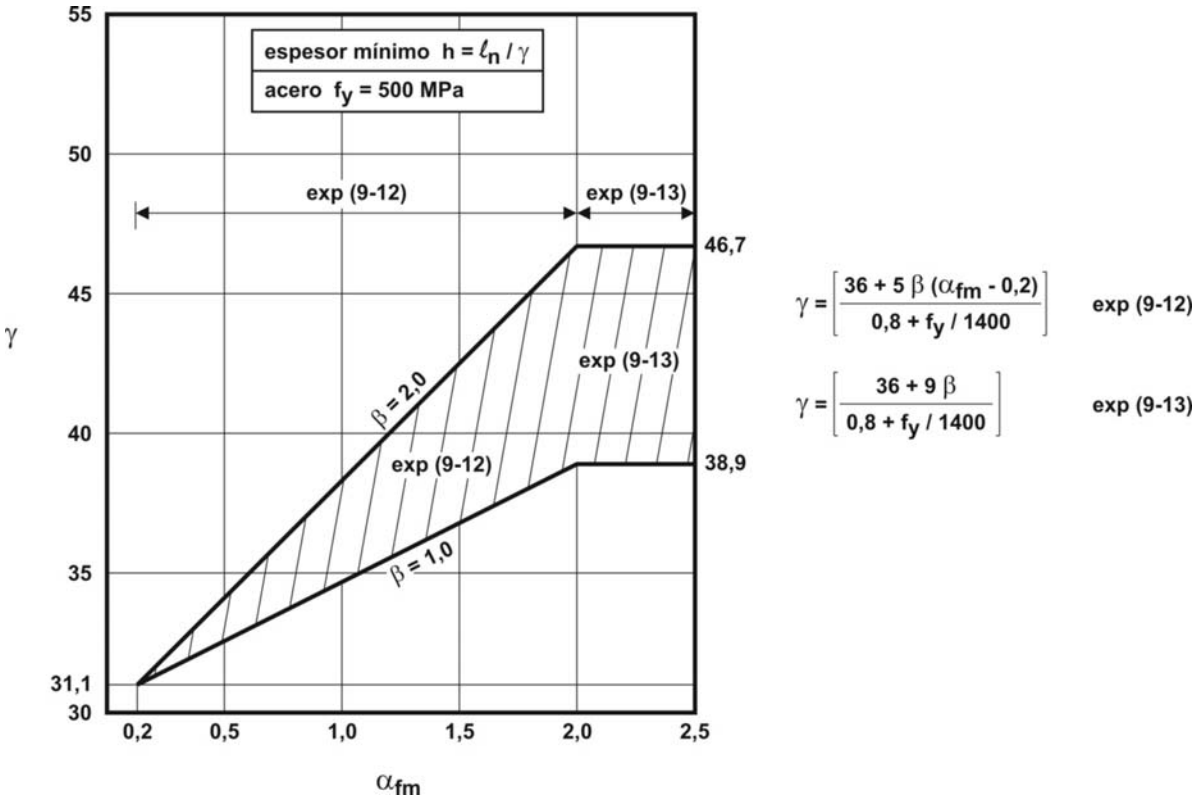


Figura C 9.5.3.3. Ejemplo de espesor mínimo de las losas armadas en dos direcciones, apoyadas en vigas en todos sus lados, para f_y = 500 MPa.

C 9.5.3.4. ***El cálculo de flechas en losas es un tema complejo, aún suponiendo un comportamiento elástico-lineal. Para el cálculo de las flechas instantáneas, se pueden utilizar los valores de E_c e I_e especificados en el artículo 9.5.2.3***. y en la referencia 9.16. Sin embargo se pueden utilizar otros procedimientos y otros valores para la determinación de la rigidez ***EI***, siempre que conduzcan a flechas que representen, en forma razonable, los resultados de ensayos significativos.

Dado que la información disponible sobre ***flechas a largo plazo en losas*** es limitada, y no alcanza a justificar un procedimiento más elaborado, se acepta el uso de los factores dados en el artículo 9.5.2.5. para determinar las flechas adicionales a largo plazo.

C 9.5.4. Elementos de hormigón pretensado

Este Reglamento requiere que la flecha de cualquier elemento de hormigón pretensado, solicitado a flexión, se calcule y se compare con los valores admisibles dados en la Tabla 9.5.b).

C 9.5.4.1. Las flechas instantáneas de los elementos de hormigón pretensado ***Clase U***, se pueden determinar mediante los métodos o fórmulas habituales correspondientes a deformaciones elásticas, utilizando el momento de inercia de la sección total o bruta de hormigón sin fisurar y el módulo de elasticidad del hormigón especificado en el artículo 8.5.1.

C 9.5.4.2. Los ***elementos pretensados*** solicitados a flexión, ***Clase C*** y ***Clase T***, se definen en el artículo 18.3.3.

La referencia 9.21. contiene información sobre la determinación de las flechas utilizando una relación momento-deformación bilineal y un momento de inercia efectivo.

La referencia 9.22. contiene información adicional sobre ***flechas en elementos de hormigón pretensado fisurado.***

En la referencia 9.23. se demuestra que se puede utilizar el método I_e para ***determinar las flechas de los elementos pretensados Clase T*** solicitados por encima de la carga de fisuración. En este caso el momento de fisuración debe tener en cuenta el efecto del pretensado.

En la referencia 9.23. también se presenta un método para predecir ***el efecto de la armadura traccionada, no pretensada, en la reducción de la contraflecha debida a la fluencia lenta***, de forma similar a la que se presenta en las referencias 9.16. y 9.24.

C 9.5.4.3. La ***determinación de las flechas a largo plazo de los elementos de hormigón pretensado,*** solicitados a flexión, resulta un procedimiento complejo. Los cálculos deben considerar, no sólo el incremento de las flechas debido a las tensiones de flexión, sino también las flechas adicionales a largo plazo resultantes del acortamiento, dependiente del tiempo, del elemento solicitado a flexión.

En términos generales, los ***elementos de hormigón pretensado*** se acortan más con el tiempo que otros elementos similares no pretensados. Esto se debe a que la precompresión en la losa o la viga, produce fluencia lenta axial. Esta fluencia lenta, conjuntamente con la contracción del hormigón, origina un acortamiento significativo de los elementos solicitados a flexión, que continúa durante varios años después de la construcción, y se debe considerar en el diseño.

El acortamiento tiende a reducir la tracción en el acero de pretensado, disminuyendo de esta manera la precompresión en el elemento y, en consecuencia, produciendo incrementos de 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.

Dado que el ***elemento pretensado tiende a sufrir una mayor contracción y una 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, se puede producir a lo largo de un período de varios años y dar lugar a flechas adicionales a largo plazo y a un aumento de tensiones en el elemento pretensado.***

Para determinar las ***flechas a largo plazo*** de los ***elementos pretensados***, se puede utilizar cualquier método adecuado, siempre y cuando se consideren todos los efectos. En

las referencias 9.16., 9.25., 9.26. y 9.27. se puede encontrar una guía para encarar esta determinación.

C 9.5.5. Construcción en etapas

Como se han realizado pocos ensayos para estudiar las flechas instantáneas y a largo plazo de elementos construidos en etapas, las prescripciones dadas en los artículos 9.5.5.1. y 9.5.5.2, se basan en el criterio del Comité Redactor del Código ACI 318 y en la experiencia acumulada en Estados Unidos con este tipo de estructuras.

Para ***elementos construidos en etapas, pretensados***, ya sea que cualquier parte del elemento compuesto esté pretensada, o si el elemento se pretensa después de que se han solidarizado sus componentes, se deben aplicar las disposiciones del artículo 9.5.4. y se deben calcular las flechas.

Para ***elementos construidos en etapas, no pretensados***, las flechas se deben calcular y comparar con los valores límites dados en la Tabla 9.5. b), sólo cuando ***la altura del elemento*** o de la parte prefabricada del elemento, ***sea menor*** que la ***altura mínima*** dada en la Tabla 9.5.a).

En ***elementos sin apuntalar***, la altura correspondiente depende de si la flecha se considera antes o después de lograr una acción compuesta efectiva. (En el Capítulo 17 se establece que no se debe hacer distinción entre elementos apuntalados y sin apuntalar cuando se hace referencia a los cálculos de resistencia y ***no a deformaciones***).

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 10.

CARGAS AXIALES Y FLEXIÓN

C 10.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

La definición de deformación específica neta de tracción, dada en el Anexo al Capítulo 1, excluye las deformaciones debidas al pretensado efectivo, la fluencia lenta, la contracción y la temperatura.

C 10.2. HIPÓTESIS DE DISEÑO

C 10.2.1. Cuando se determina ***la resistencia de un elemento por medio del método de diseño por resistencia última***, descripto en este Reglamento, se deben verificar dos condiciones fundamentales:

1) ***el equilibrio estático***

2) ***la compatibilidad de las deformaciones***

La condición de ***equilibrio entre los esfuerzos de compresión y de tracción*** que actúan en la ***sección transversal*** se debe verificar para la condición de ***resistencia nominal***.

La compatibilidad entre la tensión y la deformación, tanto para el hormigón como para la armadura también ***se debe verificar para la condición de resistencia nominal***, considerando las hipótesis de diseño establecidas en el artículo 10.2.

C 10.2.2. Numerosos ensayos internacionales, han confirmado que las deformaciones específicas de una sección transversal de hormigón armado responden a una ley de distribución esencialmente lineal en altura, aún cerca de su resistencia última.

En este Reglamento se supone que las ***deformaciones específicas (ε)*** tanto del hormigón como de la armadura son directamente proporcionales a la distancia al eje neutro. Esta suposición es de primordial importancia en el diseño para poder determinar la deformación y en consecuencia la correspondiente tensión en la armadura.

C 10.2.3. ***En diversos tipos de ensayos a nivel internacional , se ha observado que la máxima deformación específica de compresión en el hormigón varía desde 0,003 hasta valores tan altos como 0,008 bajo condiciones especiales***. Sin embargo, las

deformaciones específicas para las cuales se desarrolla el ***momento último*** varían en forma usual entre ***0,003*** y ***0,004***, para elementos de dimensiones y materiales normales.

C 10.2.4. En una armadura constituida por barras o alambres conformados, resulta razonable suponer que la tensión es proporcional a la deformación, para valores de las tensiones menores que el valor de la tensión de fluencia especificada f_y .

El ***aumento de la resistencia*** debido al efecto de ***endurecimiento*** por deformación de la armadura no se debe considerar en los cálculos de resistencia. En dichos cálculos el esfuerzo que se desarrolla en la armadura comprimida o traccionada se debe determinar de la siguiente forma:

- cuando $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ (deformación de fluencia):

$$A_s \; f_s = A_s \; E_s \; \varepsilon_s$$

- cuando $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$:

$$A_s \; f_s = A_s \; f_y$$

siendo:

ε_s el valor de la ***deformación específica en el baricentro de la armadura***.

E_s ***el módulo de elasticidad del acero de la armadura***, que se puede adoptar igual a ***200 000 MPa*** (ver el artículo 8.5.2.).

C 10.2.5. La ***resistencia a tracción del hormigón solicitado a flexión*** (módulo de rotura) es una propiedad con mayor variación que la resistencia a la compresión, y su valor se ubica, en forma aproximada, entre el ***10 %*** y el ***15 %*** del ***valor de la resistencia a compresión***. La resistencia a tracción del hormigón solicitado a flexión ***no se debe considerar*** en el diseño por ***resistencia última***. Esta suposición concuerda con los resultados de ensayos de elementos con ***porcentajes normales de armadura***, siendo por lo general correcto, ***no considerar*** la resistencia a tracción en ***condiciones últimas***, cuando hay un porcentaje muy pequeño de armadura.

No obstante, ***es muy importante considerar la resistencia a tracción del hormigón en la evaluación de las condiciones de fisuración y de deformación bajo las cargas de servicio***.

C 10.2.6. La suposición planteada en este artículo reconoce la ***distribución inelástica de tensiones en el hormigón para valores altos de las tensiones***. A medida que se va alcanzando la tensión máxima, la relación tensión-deformación del hormigón no sigue una línea recta, sino que adopta la forma de una curva (la tensión no es proporcional a la deformación). El perfil general de la curva tensión-deformación es, en forma básica, una función de la resistencia del hormigón, y consiste en una curva que aumenta de **cero** hasta un valor máximo para una deformación específica de compresión entre ***0,0015*** y ***0,0020***, seguida de una curva descendente con una deformación específica última (aplastamiento del hormigón) desde ***0,003*** hasta más de ***0,008***.

Este Reglamento establece un valor de deformación máxima a ser utilizado en el diseño igual a 0,003, tal como se indica en el artículo 10.2.3.

La distribución real de las tensiones de compresión en el hormigón es compleja, y por lo general no se la conoce en forma explícita. Sin embargo, las investigaciones han demostrado que las propiedades importantes relacionadas con la distribución de tensiones en el hormigón se pueden determinar en forma adecuada utilizando cualquiera de las diferentes propuestas para el perfil de dicha distribución. ***Este Reglamento permite que para el diseño se utilice cualquier distribución particular de tensiones, siempre que se demuestre que brinda predicciones de la resistencia última que están razonablemente de acuerdo con los resultados de ensayos avalados por las investigaciones que existen a nivel internacional.*** Aunque se han propuesto varias distribuciones de tensiones, las tres más comunes son la parabólica, la trapezoidal y la rectangular.

C 10.2.7. Este Reglamento ***permite***, para el diseño, la utilización de una ***distribución rectangular de tensiones de compresión (bloque de tensiones)*** en reemplazo de otras distribuciones de tensiones más exactas. En el bloque rectangular equivalente de tensiones se utiliza una tensión promedio de $0{,}85\ f'_c$ con un rectángulo de altura $a = \beta_1\ c$. En forma experimental se ha determinado un valor $\beta_1 = 0{,}85$ para hormigones con $f'_c \leq 30$ **MPa** disminuyendo en ***0,05*** por cada ***7,0 MPa*** de f'_c por encima del valor ***30 MPa.***

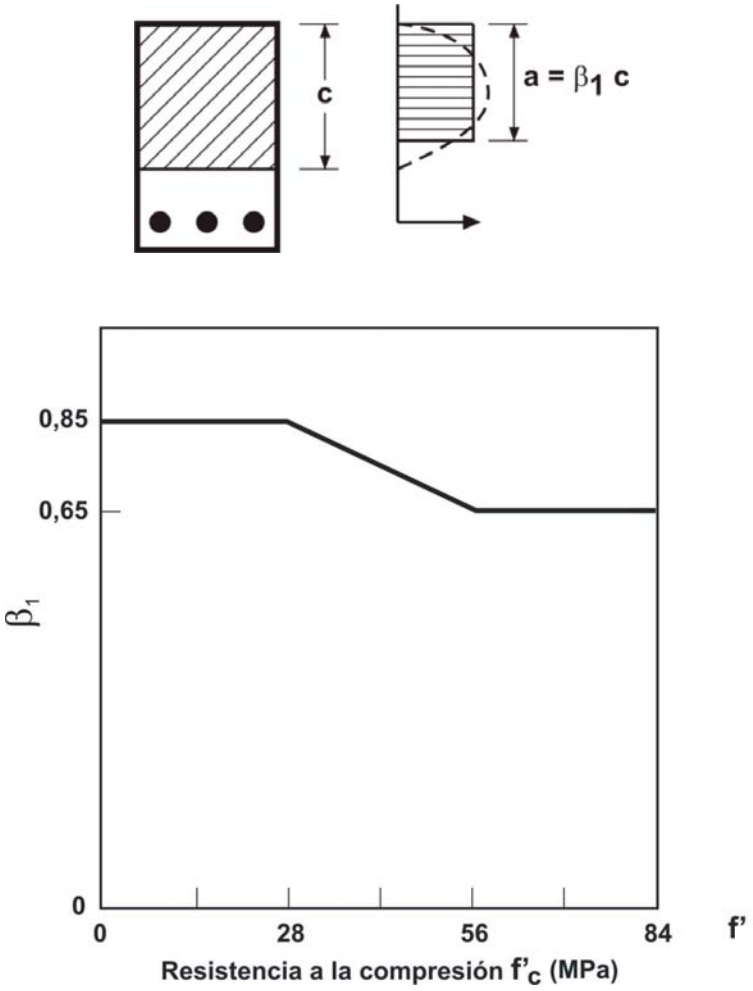


Figura C 10.2.7. Factor de resistencia β_1 *(referencia 10.3.).*

En la actualización 1976 del Código ACI 318 del año 1971, se decidió adoptar un límite inferior de β_1 igual a ***0,65*** para resistencias del hormigón ***mayores*** que ***55 MPa***. Los datos obtenidos en ensayos con hormigones de alta resistencia, descriptos en las referencias 10.1. y 10.2., avalan la utilización de un bloque de tensiones rectangular equivalente para resistencias del hormigón que excedan de ***55 MPa***, con un valor de β_1 ***= 0,65***. La utilización de la ***distribución rectangular equivalente de tensiones*** especificada en la versión 1971 del ACI 318, sin ***límite inferior para*** β_1 , originó como resultado ***diseños inconsistentes*** para hormigones de alta resistencia en elementos sometidos a la combinación de cargas axiales y de flexión.

La distribución rectangular de tensiones no representa la distribución real de tensiones en la zona de compresión en condiciones últimas, pero proporciona en esencia, los mismos resultados que los obtenidos en los ensayos descriptos en la referencia 10.3.

C 10.3. PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

C 10.3.1. Las expresiones de diseño por resistencia última para los elementos solicitados a flexión, o por una combinación de cargas axiales y de flexión, ***utilizando la distribución rectangular de tensiones***, se presentan en la referencia 10.3., en la cual también se pueden consultar, al igual que en las ediciones anteriores de los Comentarios al Código ACI 318, la deducción de las expresiones de resistencia para secciones transversales distintas de las rectangulares.

C 10.3.2. En una sección transversal existe una ***condición de deformación balanceada*** cuando la ***deformación específica máxima en la fibra comprimida extrema*** alcanza el valor de ***0,003*** y la deformación en la armadura traccionada es la correspondiente a la primera deformación de fluencia f_y / E_s . La cuantía ρ_b de la armadura que produce las condiciones balanceadas en flexión depende de la forma de la sección transversal y de la posición de la armadura.

C 10.3.3. La resistencia nominal a flexión de un elemento se alcanza cuando la ***deformación específica en la fibra comprimida extrema*** llega al valor límite supuesto de ***0,003***. La ***deformación específica neta de tracción*** ε_t es la deformación por tracción en el acero más traccionado, determinada para la condición de resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas al pretensado, la fluencia lenta, la contracción y la temperatura. La ***deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado se determina a partir de una distribución lineal de las deformaciones específicas para la condición de resistencia nominal***, utilizando relaciones de triángulos semejantes. (ver la Figura C 10.3.3.).

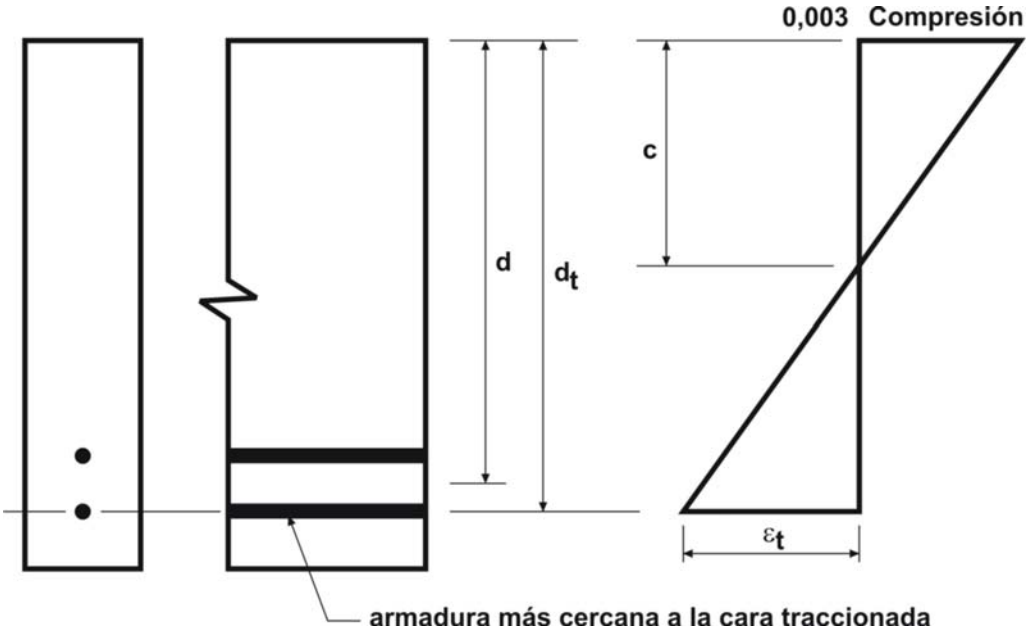


Figura C 10.3.3. Distribución de deformaciones específicas y deformación específica neta de tracción.

Cuando la deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado es suficientemente grande (***igual o mayor que 0,005***), la ***sección se define como controlada por tracción***, y se puede esperar que la falla se advierta en forma anticipada por la aparición de deflexiones y fisuración excesivas.

Cuando la ***deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado*** es pequeña (igual o menor que el límite de deformación específica controlada por compresión) se puede esperar una condición de falla frágil, con escasa advertencia de una falla inminente.

Los elementos solicitados a flexión son, en general, controlados por tracción, mientras que los elementos solicitados a compresión son, en general, controlados por compresión. Algunas secciones, como aquellas que están sujetas a pequeñas cargas axiales y momentos flexores elevados, presentarán una deformación específica neta por tracción en el acero más traccionado, que se encontrará comprendida entre los límites definidos anteriormente, o sea que serán ***secciones ubicadas en una zona de transición entre las secciones controladas por compresión y las secciones controladas por tracción***. En el artículo 9.3.2. se especifican los ***factores de reducción de la resistencia*** que se deben utilizar en las secciones controladas por tracción, en las secciones controladas por compresión y en los casos intermedios comprendidos en la zona de transición.

Con anterioridad al desarrollo de estas especificaciones, la deformación específica límite por tracción en elementos solicitados a compresión no se explicitaba, sino que estaba implícita en la cuantía máxima de la armadura traccionada que se especificaba como una fracción de ρ_b, la cual dependía de la tensión de fluencia de la armadura.

El nuevo límite para la deformación específica neta de tracción de 0,005 para secciones controladas por tracción se eligió para que fuera un límite único aplicable a todos los tipos de acero (tesos y no tesos) permitidos por el Código ACI 318.

Se debe destacar que el límite para la deformación específica neta de tracción de ***0,005*** no es un límite absoluto, como lo era el límite de ***0,75*** ρ_b en las ediciones anteriores del Código ACI 318, ***sino un punto en el cual el factor de reducción de la capacidad comienza a variar***. El Código ACI 318 permite elevadas cuantías de armadura que produzcan una deformación específica neta de tracción menor que ***0,005***, aunque no resulten económicas debido a la reducción del factor ϕ. ***En los elementos solicitados a flexión, es más económico agregar armadura de compresión, si es necesario, para hacer*** que $\varepsilon_t \geq$ ***0,005***.

A menos que se requieran cantidades inusuales de ductilidad, el límite de ***0,005 proporciona un comportamiento dúctil en la mayoría de los diseños.*** Una condición en la cual se requiere una mayor ductilidad es en el proceso de redistribución de momentos en elementos continuos y en pórticos. El artículo 8.4. permite la ***redistribución de los momentos negativos. Dado que la redistribución de momentos depende de la adecuada ductilidad de las zonas de formación de rótula, la redistribución de momentos se limita a secciones que tengan una deformación específica neta de tracción, como mínimo, de 0,0075***.

En las ***vigas con armadura de compresión, o en vigas T***, los efectos de la armadura de compresión y de las alas se consideran, en forma automática, en el cálculo de la deformación específica neta por tracción ε_t.

C 10.3.5. El motivo de esta limitación es restringir la cuantía de armadura en las vigas no pretensadas a valores similares a los que se utilizaban en ediciones del Código ACI 318 anteriores a la edición 2002.

El límite de ***0,75*** ρ_b para la armadura corresponde a una deformación específica neta de tracción, para la resistencia nominal, de ***0,00376***.

El límite propuesto de ***0,004*** es apenas algo más conservador. ***Esta limitación no se debe aplicar a los elementos pretensados.***

Cuando las solicitaciones no puedan ser equilibradas con armadura simple manteniendo una deformación ε_t igual o mayor que ***0,004*** se podrá agregar armadura comprimida A'_s o modificar las dimensiones o materiales de la sección de hormigón de modo de respetar dicho límite. Desde un punto de vista económico, puede convenir llevar el límite anterior de deformación en el acero a ***0,005***, de modo de utilizar el máximo valor de ϕ ***(igual a 0,90)*** que permite este Reglamento.

C 10.3.6. y **C 10.3.7.** Las excentricidades mínimas de diseño que se incluyeron en las ediciones 1963 y 1971 del ACI 318, se suprimieron en la edición del año 1977, excepto en lo referente a las consideraciones de los efectos de esbeltez en elementos solicitados a compresión con momentos muy pequeños o iguales a cero, determinados en el extremo (artículo 10.12.3.2.).

Originalmente, las excentricidades mínimas especificadas estaban destinadas a servir como medio para reducir la resistencia de diseño para la condición de carga axial de una sección en compresión pura, con el fin de responder a las excentricidades accidentales, no previstas en el análisis y que podrían existir en un elemento solicitado a compresión, y reconocer que la resistencia del hormigón puede ser menor que f'_c para cargas de larga duración de valores altos.

El principal propósito de establecer un requisito mínimo de excentricidad fue limitar la resistencia máxima para la carga axial de diseño de un elemento solicitado a compresión, situación que actualmente se resuelve en el artículo 10.3.6. limitando la resistencia para la carga axial de diseño de una sección en compresión pura, al ***80 %*** u ***85 %*** de la resistencia nominal. Estos porcentajes se aproximan a las resistencias axiales, para relaciones ***e/h*** de ***0,05*** y ***0,10*** especificadas en las ediciones anteriores del Código ACI 318, para elementos con armadura zunchada y con estribos cerrados respectivamente.

La misma limitación dada para la carga axial se aplica tanto a los ***elementos comprimidos hormigonados en obra como a los prefabricados***. Las ayudas de diseño y los programas de computación que se basan en el requisito mínimo de excentricidad establecido en las ediciones 1963 y 1971 del ACI 318 son igualmente aplicables.

Para elementos pretensados, la resistencia de diseño para la condición de carga axial en compresión pura se determina por medio de los métodos de diseño por resistencia establecidos en el Capítulo 10, incluyendo el efecto del pretensado.

Los momentos en el extremo de un elemento solicitado a compresión se deben considerar en el diseño de los elementos adyacentes solicitados a flexión. En los ***pórticos indesplazables*** no es necesario considerar los efectos de los momentos amplificados en los extremos de la columna para el dimensionamiento de las vigas adyacentes. En los ***pórticos desplazables***, se deben considerar los momentos amplificados en los extremos para el dimensionamiento de los elementos solicitados a flexión, tal como se especifica en el artículo 10.13.7.

Las columnas de esquina y otras que estén expuestas a momentos conocidos, que ocurren en forma simultánea en dos direcciones, se deben diseñar para flexión biaxial y carga axial (flexión compuesta oblicua). En las referencias 10.4. y 10.5. se pueden encontrar métodos satisfactorios para resolver este tema, tales como el método de las cargas recíprocas (referencia 10.6.) y el método del contorno de las cargas (referencia 10.7.). Las investigaciones que se describen en las referencias 10.8. y 10.9. indican que, con la utilización del bloque de tensión rectangular equivalente propuesto en el artículo 10.2.7. de este Reglamento, se obtienen estimaciones satisfactorias de la resistencia para secciones doblemente simétricas.

A partir de la relación de cargas recíprocas (referencia 10.6.) se puede obtener una estimación simple, y en cierta medida conservadora, de la ***resistencia nominal*** P_{ni} :

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

siendo:

P_{ni} la resistencia nominal para las cargas axiales con una excentricidad dada respecto de ambos ejes.

P_o la resistencia nominal para las cargas axiales con excentricidad cero.

P_{nx} la resistencia nominal para las cargas axiales con la excentricidad dada respecto del eje x.

P_{ny} la resistencia nominal para las cargas axiales con la excentricidad dada respecto del eje y.

Esta relación es más adecuada cuando los valores P_{nx} y P_{ny} son mayores que el esfuerzo axial balanceado P_b para el eje en cuestión.

C 10.4. DISTANCIA ENTRE LOS APOYOS LATERALES DE ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

Los ensayos descriptos en las referencias 10.10. y 10.11. han demostrado que las ***vigas de hormigón armado sin arriostramientos laterales de dimensiones razonables***, aún cuando sean muy altas y angostas, no fallan prematuramente por pandeo lateral, ***siempre y cuando se carguen sin excentricidad lateral, la cual provocaría torsión***.

Las ***vigas sin arriostramientos laterales con frecuencia están cargadas excéntricamente*** ("excentricidad lateral") o con una ligera inclinación. Las tensiones y las deformaciones producidas por tales posiciones de las cargas, se convierten en perjudiciales para las vigas angostas y altas, y este perjuicio es mayor a medida que aumenta la longitud sin apoyo lateral. ***Para ciertas condiciones reales de carga, se pueden necesitar apoyos laterales con separaciones menores que 50 b*** .

C 10.5. ARMADURA MÍNIMA EN ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

Las disposiciones acerca de una ***cantidad mínima de armadura*** se aplican a aquellos elementos solicitados a flexión que, debido a su diseño arquitectónico u otras razones, tienen una sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia. Con una cantidad muy pequeña de armadura traccionada, el momento resistente calculado como sección de hormigón armado, utilizando un análisis de sección fisurada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de hormigón simple, determinado a partir de su módulo de rotura (resistencia a la tracción). La falla en este caso puede ser repentina.

Para prevenir esta falla, el artículo 10.5.1. exige una cantidad mínima de armadura de tracción tanto en las zonas de momento positivo como en las de momento negativo. Cuando se especifica una resistencia del hormigón superior a 35 MPa, el valor $1,4/f_y$ prescripto en el artículo 10.5.1. puede no ser suficiente. La expresión (10-3) proporciona la misma cantidad de armadura que $1,4\ b_w\ d\ /\ f_y$, cuando f'_c es igual a ***31,4 MPa*** .

Cuando el ***ala de una sección está traccionada***, la cantidad de armadura de tracción necesaria para hacer que la resistencia de la sección armada sea igual a la de la sección sin armar es, en forma aproximada, el doble que para una sección rectangular o para una sección en la cual el ala esté sometida a compresión.

Una mayor cantidad de armadura mínima de tracción es particularmente necesaria en voladizos y otros elementos estáticamente determinados en los cuales no existe posibilidad de redistribución de momentos.

C 10.5.3. La ***armadura mínima*** requerida por la expresión (10-3) ***se debe colocar en todas las zonas en las que, por cálculo, se necesite armadura, excepto cuando la armadura adoptada supere en 1/3, como mínimo,*** a la necesaria por dimensionamiento. Esta excepción proporciona suficiente armadura adicional en grandes elementos en los cuales la cantidad especificada en los artículos 10.5.1. y 10.5.2. puede resultar excesiva.

En los elementos con requerimientos especiales de ductilidad se deben analizar con cuidado las cuantías mínimas a colocar.

C 10.5.4. ***La cantidad mínima de armadura especificada para losas debe ser igual a la cantidad que se establece como armadura de contracción y temperatura, en el artículo 7.12.***

En el contexto de este artículo, las losas que se apoyan en el terreno no se deben considerar losas estructurales, a menos que transmitan cargas verticales de otras partes de la estructura al terreno. La armadura de las losas apoyadas en el terreno se debe dimensionar considerando todas las fuerzas de diseño. Las losas de fundación y otras losas que ayudan al soporte vertical de la estructura deben cumplir con las especificaciones de este artículo.

Los valores límites para la separación máxima de la armadura en losas estructurales (incluyendo fundaciones), especificados en el artículo 10.5., se han adoptado como un valor de compromiso entre lo especificado por el ACI 318 y lo aconsejable por las prácticas constructivas habituales en nuestro país.

C 10.6. DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA DE FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

C 10.6.1. ***Muchas estructuras diseñadas por el método de las tensiones admisibles y con bajas tensiones en la armadura han cumplido con las funciones previstas, con una fisuración debida a la flexión limitada***. Sin embargo, cuando se utilizan aceros de alta resistencia con valores altos de tensión bajo cargas de servicio, se deben esperar fisuras visibles, razón por la cual se hace necesario tomar precauciones en la disposición de la armadura con el objeto de ***controlar la fisuración***.

Por motivos de durabilidad y estética siempre son preferibles muchas fisuras muy finas, capilares, que pocas fisuras anchas.

El control de la fisuración es particularmente importante cuando se utiliza armadura con una tensión de fluencia superior a 220 MPa. Las prácticas correctas de armado actuales, generalmente conducen a un adecuado control de la fisuración, aún cuando se utilice armadura con una tensión de fluencia de ***420 MPa*** .

Las investigaciones realizadas en laboratorio, que se describen en las referencias 10.12. y 10.14. y que incluyeron barras conformadas, han confirmado que el ancho de las fisuras bajo cargas de servicio es proporcional a la tensión en el acero. Asimismo se pudo detectar que las ***variables significativas que reflejan la influencia del armado son el espesor del recubrimiento de hormigón y la separación de la armadura.***

El ancho de las fisuras está esencialmente sujeto a una amplia dispersión, incluso en el cuidadoso trabajo de laboratorio, y está influido por la contracción y otros efectos que dependen del tiempo. El control de la fisuración mejora cuando la armadura está bien distribuida en la zona de máxima tracción en el hormigón.

C 10.6.3. ***La disposición de varias barras con una separación moderada resulta mucho más efectiva para controlar la fisuración, que la disposición de una o dos barras de gran diámetro de un área equivalente***.

C 10.6.4. En la edición 2005 del Código ACI 318 se decidió actualizar este artículo para reflejar las mayores tensiones de servicio que se originan en la armadura de flexión al utilizar las combinaciones de cargas propuestas en la edición 2002 de dicho Código.

La ***separación máxima de las barras y alambres*** se especifican ahora con la finalidad directa de ***controlar la fisuración*** (ver las referencias 10.15., 10.16. y 10.17.).

Para el caso habitual de las vigas con armadura f_y ***= 420 MPa*** y ***50 mm*** de recubrimiento libre de hormigón sobre la armadura principal, con f_s ***= 280 MPa***, la separación máxima de las barras resulta igual a ***250 mm***.

El ancho de las fisuras en las estructuras es muy variable. En las ediciones del ACI 318 anteriores a 1999, se establecían disposiciones para la distribución de las armaduras, basadas en expresiones empíricas en las que se utilizaba un ancho de fisura calculado de ***0,4 mm***.

Las nuevas disposiciones para la separación intentan controlar la fisuración superficial a un ancho que, en forma general, sea aceptable en la práctica, pero que puede variar dentro de una estructura dada.

La ***influencia de la fisuración en el proceso de corrosión de las armaduras*** constituye un tema controvertido. Las investigaciones descriptas en las referencias 10.18. y 10.19. muestran que la corrosión no presenta una clara correlación con los anchos de las fisuras superficiales en el rango correspondiente a las tensiones que aparecen en la armadura para cargas de servicio. Por esta razón se ha eliminado la anterior distinción entre exposición interna y externa.

C 10.6.5. 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. ***Las pruebas de exposición indican que la calidad del hormigón, la compactación adecuada y un recubrimiento de hormigón apropiado, pueden ser más importantes para la protección contra la corrosión que el ancho de fisuras en la superficie del hormigón***.

C 10.6.6. ***En grandes vigas T, la distribución de la armadura negativa para el control de la fisuración debe considerar que***:

1) la gran separación de la armadura a lo largo de todo el ancho efectivo del ala, puede provocar que se formen fisuras anchas en la losa cerca del alma.

2) la ubicación de las barras o alambres con reducida separación, cerca del alma, deja sin protección las zonas exteriores del ala.

La limitación fijada por este Reglamento tiene por finalidad evitar una separación de armaduras muy grande. Al mismo tiempo, se exige una cierta armadura adicional, necesaria para proteger las zonas exteriores del ala.

C 10.6.6.1. Expresiones para el control de la fisuración

Hasta el año 1995, el Código ACI 318 especificaba la forma de determinar las aberturas de fisuras para vigas y losas armadas en una dirección, pero a partir de la versión 1999 del Código, el Comité ACI 318 decidió no incluir la expresión para determinar la abertura de las fisuras, sino fijar una determinada separación de la armadura más próxima a una superficie traccionada, debido a que las investigaciones más modernas que se realizaron sobre las expresiones presentadas hasta la versión 1995, parecían indicar que el rango de validez de dicha expresión se circunscribía a valores de recubrimientos relativamente pequeños y medianos de hasta ***63 mm***.

Por lo tanto, para recubrimientos inferiores a ***63 mm***, y siempre que lo juzgue necesario, el Proyectista o Diseñador Estructural podrá utilizar la expresión que proponía el ACI 318-95 en su artículo10.6.4., el que se reproduce a continuación con sus comentarios correspondientes.

(ACI 318-95) artículo 10.6.4.
Cuando la tensión de fluencia especificada, f_y , para la armadura traccionada supere los ***300 MPa***, las secciones transversales correspondientes al máximo momento positivo y al máximo momento negativo se deberán dimensionar de tal manera que la cantidad ***z***, dada por la siguiente expresión:

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c \; A} \qquad \textbf{(10-5)}$$

resulte

$z \leq 30$ ***MN/m*** para exposición interior

$z \leq 25$ ***MN/m*** para exposición exterior

siendo:

f_s la tensión en la armadura para las cargas de servicio, en MPa. Se deberá determinar como el momento dividido el producto del área de acero y el brazo interno de momento. Alternativamente se podrá adoptar f_s como el ***60 %*** de f_y .

d_c el recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la primera línea de armadura.

A el área efectiva de hormigón traccionado alrededor de la armadura de flexotracción que tiene el mismo baricentro que la armadura, dividida por el número de barras o alambres, en mm².

Cuando la armadura de flexión esté compuesta por barras o alambres de diferentes diámetros, el número de barras o alambres se deberá determinar como el área total de la armadura dividida por el área de la barra o alambre más grande que se utilice.

(ACI 318-95) artículo 10.6.5.

Los requerimientos del artículo 10.6.4. no son suficientes para estructuras sujetas a exposiciones muy agresivas o diseñadas para ser impermeables.

Para estas estructuras se deberán realizar investigaciones especiales y adoptar los recaudos correspondientes.

(ACI 318-95) Comentarios al artículo 10.6.4.

La expresión (10-5) proporciona una distribución que permite controlar la fisuración razonablemente. Dicha expresión se presenta en forma tal que enfatiza los detalles de armadura antes que la abertura de fisura ***w***.

La expresión (10-5) se basa en la expresión de Gergely-Lutz:

$$w = 0{,}076\ \beta\ f_s\ \sqrt[3]{d_c\ A}$$

en la cual ***w*** se expresa en unidades de ***0,03 mm***.

Para simplificar el diseño práctico se ha adoptado un valor de β (relación entre la distancia al eje neutro de la fibra extrema traccionada y el baricentro de la armadura principal) igual a ***1,2***.

Los ensayos de laboratorio (referencia 10.15. del ACI 318-95: *"Crack control in one-way slabs reinforced with deformed wire fabric"*) han demostrado que la expresión de Gergely-Lutz se aplica razonablemente a ***losas en una dirección***.

El valor promedio de β es igual a ***1,35*** para losas en lugar del valor ***1,2*** utilizado en vigas, razón por la cual sería consistente reducir el máximo valor de ***z*** por un factor que resulte de la relación ***1,2/1,35***.

Los valores límites de ***z*** (30 MN/m para exposición interior y 25 MN/m para exposición exterior) coresponden a valores límites de la abertura de fisuras ***(w)*** de ***0,4 mm*** (para 30 MN/m) y ***0,33 mm*** (para 0,25 MN/m)

NOTA DEL CIRSOC:

En la bibliografía internacional se pueden encontrar los siguientes valores de ***z*** para losas y vigas:

z ≤ 30 MN/m para vigas en interiores (corresponde a $w_{máx}$ = 0,40 mm)

z ≤ 25 MN/m para vigas en exteriores (corresponde a $w_{máx}$ = 0,30 mm)

z ≤ 28 MN/m para losas en una dirección, en interiores (corresponde a $w_{máx}$ = 0,40 mm)

z ≤ 20 MN/m para losas en una dirección, en exteriores (corresponde a $w_{máx}$ = 0,30 mm)

El área efectiva de la sección de hormigón traccionada alrededor de la armadura se define como aquella área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura. Por otra parte, ésta área está limitada por las superficies de las secciones transversales y la línea recta paralela al eje neutro.

La determinación del área efectiva por barra, ***A***, se ilustra en la Figura C 10.6.4. en la cual el baricentro de la armadura principal se ubica a ***91 mm*** desde la parte inferior de la viga.

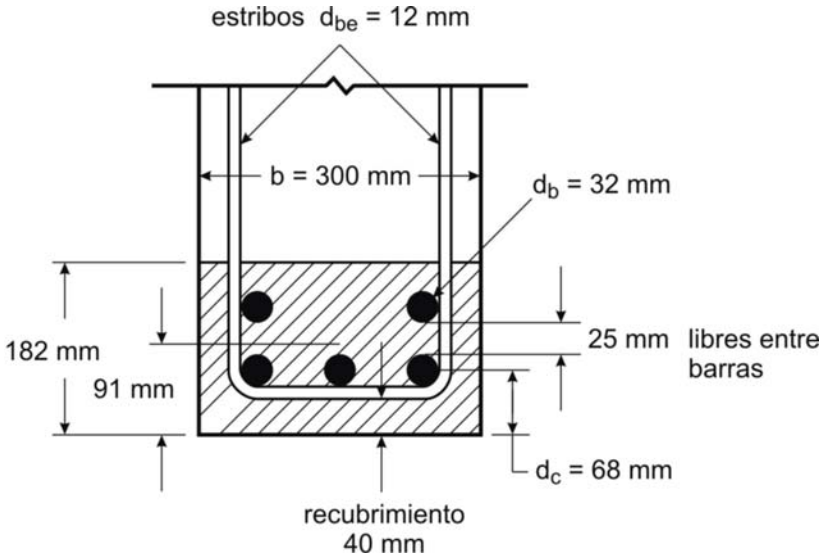


Figura C 10.6.4. Área efectiva de hormigón traccionado (ejemplo de viga con 5 barras de d_b = 32 mm)

El área efectiva traccionada es entonces igual a ***dos*** veces ***91 mm*** por el ancho ***b*** de la viga, valor que dividido por el número de las barras, ***(5)***, da como resultado ***10920 mm² por barra*** $\left(\frac{2 \;\; 91\,mm \;\; 300\,mm}{5}\right)$.

ACI 318-95 Comentarios al artículo 10.6.5.

Aunque se han realizado numerosos estudios y ensayos, no existe evidencia experimental clara con respecto al ancho de fisuras más allá de aquella que indica que el peligro de corrosión existe. Los ensayos de exposición indican que la calidad del hormigón, una adecuada compactación y un recubrimiento de hormigón suficiente pueden ser de mayor importancia para la protección contra la corrosión que los anchos de fisura sobre la superficie del hormigón.

Los valores límites de ***z*** fueron, en consecuencia elegidos principalmente para establecer un detallado razonable de la armadura en términos de la experiencia práctica obtenida en estructuras existentes.

Se ***recomienda muy especialmente consultar*** también los siguentes documentos que se encuentran traducidos en la página web: www.inti.gov.ar/cirsoc (publicaciones complementarias):

ACI 224 R-01 "Control de la fisuración en estructuras de hormigón".

ACI 224.1R-98 "Causas, evaluación y reparación de fisuras en estructuras de hormigón".

ACI 224.2R-97 "Fisuración de elementos de hormigón solicitados a Tracción".

C 10.6.7. En los ***elementos relativamente altos solicitados a flexión***, se debe colocar alguna armadura longitudinal cerca de las caras verticales, en la zona de tracción, con el fin de ***controlar la fisuración en el alma*** (ver las referencias 10.20., 10.21. y la Figura 10.6.7.). Sin la presencia de esta armadura auxiliar, la abertura de las fisuras en el alma puede exceder el ancho de las fisuras al nivel de la armadura de tracción por flexión.

En la edición 2005 del Código ACI 318 se decidió modificar este artículo con el fin de lograr que la ***separación de la armadura en las caras laterales sea consistente con la separación especificada para la armadura de flexión***.

El ***diámetro*** de la armadura de las caras laterales d_s ***no se especifica*** dado que las investigaciones descriptas en la referencia 10.21. indican que el ***factor principal lo constituye la separación de la armadura*** y no el diámetro de las barras o alambres, o acero de pretensado.

Habitualmente se recomienda colocar barras o alambres con un ***diámetro*** d_b comprendido entre ***10*** y ***16 mm*** o mallas de acero soldada con un área mínima de ***210 mm²/m*** de profundidad.

Cuando otras disposiciones de este Reglamento exijan más armadura para las vigas de gran altura, los tabiques o los paneles prefabricados, tales disposiciones (con sus requisitos de separación) serán determinantes y tendrán prioridad sobre las prescripciones del artículo 10.6.

C 10.7. VIGAS DE GRAN ALTURA

El valor de la relación entre la ***profundidad y la longitud del tramo***, que se utilizó en la edición 1999 del Código ACI 318 (y en versiones anteriores) para definir ***una viga de gran altura*** se basaba en trabajos publicados en los años 1946 y 1953. Las definiciones de vigas de gran altura dadas en los artículos 10.7.1. y 11.8.1. de las versiones anteriores del código diferían entre sí, razón por la cual ***se decidió en la edición 2002 reformular*** la definición ya expresada en base al comportamiento de la zona D (ver Apéndice A), de tal forma que las definiciones dadas en los artículos 10.7.1. y 11.8.1. ahora son consistentes.

Tanto la versión 2002 como la 2005 del Código ACI 318 no contienen especificaciones detalladas para el ***diseño a flexión de vigas de gran altura***, excepto que se debe considerar la variación no lineal de las deformaciones y el pandeo lateral. En las referencias 10.20., 10.21. y 10.22. se dan sugerencias para el ***diseño a flexión de vigas de gran altura***.

C 10.8. DIMENSIONES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS

C 10.8.2., **C 10.8.3.** y **C 10.8.4.** ***En el diseño de las columnas, (ver la referencia 10.25.) las prescripciones de este Reglamento respecto a la cantidad de armadura longitudinal y de armadura zunchada se basan en el área total de la columna y en el área del núcleo respectivamente, y la resistencia de diseño de la columna se basa en el área total de su sección***. Sin embargo, en algunos casos el área total es mayor que la necesaria para resistir la carga mayorada. El concepto básico de los artículos 10.8.2., 10.8.3. y 10.8.4. consiste en considerar aceptable diseñar una columna con dimensiones suficientes y necesarias para resistir la carga mayorada y después, simplemente, agregar hormigón alrededor de la sección hasta alcanzar las dimensiones realmente adoptadas, sin necesidad de aumentar la armadura para cumplir con los porcentajes mínimos establecidos en el artículo 10.9.1. Es decir, la armadura mínima necesaria se adopta considerando la sección estáticamente necesaria, como se indicaba en el Reglamento CIRSOC 201-1982.

El hormigón en exceso no debería ser considerado para resistir cargas, sin embargo se debería tener en cuenta su efecto sobre la rigidez en el análisis estructural. Los efectos del hormigón en exceso también se deberían considerar en el diseño de otros elementos de la estructura que interactúan con la columna de sección sobredimensionada.

C 10.9. LÍMITES PARA LA ARMADURA DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS

C 10.9.1. Este artículo establece los límites para la cuantía de armadura longitudinal de los elementos comprimidos no compuestos (mixtos). Cuando la utilización de importantes cuantías de armadura implique algún tipo de dificultad en la colocación del hormigón, se debe adoptar una cuantía menor y, por lo tanto, será necesario diseñar una columna de mayores dimensiones, o utilizar hormigón y/o armadura de mayor resistencia (ver el artículo C 9.4.).

Como criterio, ***la cuantía de armadura para las columnas no debe exceder del 4 % si las barras se van a empalmar por yuxtaposición***.

Armadura mínima

En los elementos comprimidos de hormigón armado, la armadura es necesaria para proporcionar resistencia a la flexión, independientemente de que los modelos de diseño demuestren que existe, o no, esa solicitación por flexión, y para reducir los efectos originados por la fluencia lenta y la contracción del hormigón, bajo las tensiones de compresión de larga duración.

Los ensayos realizados han demostrado que la fluencia lenta y la contracción tienden a transmitir la carga desde el hormigón a la armadura, con el aumento consecuente de la tensión en las barras y alambres de acero; aumento que es mayor a medida que disminuye la cantidad de armadura.

Las tensiones en la armadura pueden llegar al nivel de la fluencia, bajo la acción de las cargas de servicio de larga duración, si no se establece una cuantía mínima para la armadura longitudinal.

En el informe que se detalla en la referencia 10.26. se resalta este fenómeno y se recomiendan porcentajes mínimos de armadura del 0,01 para columnas zunchadas y del 0,005 para columnas con estribos cerrados. Sin embargo, en todas las ediciones del Código ACI desde el año 1936, la cuantía mínima establecida ha sido 0,01 para ambos tipos de armadura en las columnas.

Armadura máxima

En los numerosos ensayos realizados por el ACI (ver la referencia 10.26.), como parte de la investigación del comportamiento de las columnas, se utilizaron ***elementos comprimidos con cuantías de armadura menores o iguales que 0,06***. También se realizaron ensayos con cuantías de hasta ***0,17*** con armadura en forma de barras, obteniéndose resultados similares a los descriptos en el párrafo anterior, siendo necesario aclarar que en estos últimos ensayos, las cargas fueron aplicadas a través de placas de apoyo en los extremos de las columnas, minimizándose así el problema de transmitir la parte proporcional de las cargas a las barras.

En la referencia 10.26. (año 1933) se recomendaban cuantías máximas de ***0,08*** para columnas zunchadas y de ***0,03*** para columnas con estribos cerrados. En la edición 1936 del ACI 318 estos límites se fijaron en ***0,08*** y ***0,04*** respectivamente. En la edición del año 1956, el límite para columnas solicitadas por flexión, armadas con estribos cerrados, se incrementó a ***0,08***.

A partir de la edición 1963 del Código ACI 318, se estableció que las solicitaciones de flexión se consideren en el ***diseño de todas las columnas y que se aplique una cuantía máxima de 0,08 para ambos tipos de columnas (zunchadas o con estribos cerrados)***.

Este límite máximo, fijado para la armadura longitudinal, se puede considerar como un índice práctico que contempla razones de economía y facilidades de colocación.

C 10.9.2. Este Reglamento establece para ***elementos comprimidos, un mínimo de cuatro (4) barras o alambres envueltos por estribos cerrados, rectangulares o circulares***. Para otras formas geométricas se debe colocar una barra o alambre en cada vértice o esquina, y se debe disponer la armadura transversal correspondiente. Por ejemplo, en las columnas triangulares con armadura transversal en forma de estribos cerrados triangulares, se deben disponer tres barras o alambres longitudinales, uno en cada vértice de los estribos cerrados triangulares. Cuando las barras o alambres longitudinales estén confinados por zunchos en espiral, se deberán colocar, como mínimo, ***seis (6) barras o alambres***.

Cuando en una disposición circular, el número de barras o alambres longitudinales adoptado, sea menor que ocho (8), la ubicación de dichas barras o alambres tendrá influencia en la determinación de la resistencia a flexión de las columnas cargadas en forma excéntrica, razón por la cual el ***efecto de la disposición se debe considerar en la determinación de la capacidad portante del elemento***.

C 10.9.3. ***El aumento de la capacidad portante del hormigón del núcleo de una columna***, debido al efecto de la armadura transversal en forma de zuncho en espiral, se manifiesta cuando en dicha columna se aplica una carga tal que, con su correspondiente deformación, provoca el desprendimiento del recubrimiento de hormigón exterior a los zunchos. La ***cantidad de armadura en forma de zuncho, que se determina a partir de***

la expresión (10-5) proporciona una capacidad de carga adicional para columnas cargadas en forma axial, igual, o ligeramente mayor, que la resistencia perdida al desprenderse el recubrimiento indicado en el párrafo anterior. Este concepto fue tratado y recomendado por el informe de la referencia 10.26., formando parte del Código ACI 318 desde su edición 1963.

Los ensayos y la experiencia obtenida demuestran que las columnas que contienen la cuantía de armadura en forma de zuncho en espiral indicada en este artículo, presentan características de ductilidad y resistencia importantes.

Las investigaciones que se detallan en las referencias 10.27., 10.28. y 10.29. indican que se puede utilizar armadura con $f_y \leq 700$ ***MPa*** para confinamiento, razón por la cual en la edición 2005 del ACI 318 se incrementó el valor de f_y para armadura helicoidal de ***420 MPa*** a ***700 MPa***. Hasta tanto se disponga de investigaciones nacionales al respecto se ha decidido fijar en este Reglamento el valor de $f_y \leq 500$ ***MPa***.

C 10.10. EFECTO DE LA ESBELTEZ EN ELEMENTOS COMPRIMIDOS

Las disposiciones referidas a los efectos de la esbeltez en elementos comprimidos y en pórticos, se revisaron en 1995 con el fin de reflejar una mejor utilización del análisis de segundo orden, y de mejorar el ordenamiento de las disposiciones referidas a pórticos desplazables e indesplazables (ver la referencia 10.30.). Por esta razón en el artículo 10.10.1. se permite la utilización de análisis avanzados no lineales de segundo orden y en los artículos 10.11., 10.12. y 10.13. se presenta un método de diseño aproximado basado en el método tradicional de amplificación de momentos.

Para ***pórticos desplazables***, el momento amplificado por el desplazamiento δ_s M_s se puede determinar utilizando un análisis elástico de segundo orden, con un método aproximado a dicho análisis, o por el método tradicional del momento amplificado debido al desplazamiento lateral del pórtico.

En la referencia 7.20. se puede leer que:

> *El diseño de columnas consiste esencialmente en seleccionar una sección transversal y una armadura adecuadas para soportar las combinaciones de cargas axiales mayoradas* P_u *y momentos de primer orden mayorados* M_u *, incluyendo la consideración de la esbeltez de la columna (momentos de segundo orden). La esbeltez de la columna se expresa en términos de la relación* $k\,\ell_u/r$ *donde* ***k*** *es un factor de longitud efectiva (depende de la forma en que está vinculada la columna),* ℓ_u *es la longitud de la columna entre apoyos y* ***r*** *es el radio de giro de la sección de la columna. En general, una columna es* ***esbelta*** *si las dimensiones de su sección son pequeñas en comparación con su longitud.*
>
> *En el diseño, el término* ***"columna corta",*** *se utiliza para designar una columna que tiene una resistencia igual a la calculada para su sección transversal utilizando las fuerzas y los momentos obtenidos de un análisis de flexión y cargas axiales combinados. Una* ***"columna esbelta"*** *se define como una columna cuya resistencia es reducida por deformaciones de segundo orden (momentos secundarios). Mediante estas definiciones, una columna con una relación de esbeltez dada puede ser considerada como columna*

corta para el diseño con un conjunto de restricciones y como columna esbelta bajo otro conjunto. Con el empleo de hormigones y armaduras de mayor resistencia, y con métodos de análisis y diseño más precisos, es posible diseñar secciones más pequeñas, y así columnas más esbeltas. La necesidad de procedimientos de diseño confiables y racionales para columnas esbeltas se convierte así en una consideración importante en el diseño de columnas.

*Una columna corta puede fallar a causa de una combinación de momento y carga axial que exceda la resistencia de la sección. Este tipo de falla se conoce como **"falla del material"**. A causa de la carga (ver la Figura C 10.10.1), la columna tiene una deflexión Δ la cual causa un momento secundario adicional. En el diagrama de cuerpo libre, se puede ver que el momento máximo en la columna ocurre en la sección **A-A**, y es igual al momento aplicado más el momento debido a la flecha del elemento que es $M = P\,(e + \Delta)$. La falla de una columna corta puede ocurrir en cualquier punto a lo largo de la "curva de interacción de resistencia", dependiendo de la combinación del momento y de la carga axial aplicada. Como se explicó, alguna flecha ocurrirá y resultará una falla del material cuando una combinación particular de carga **P** y momento $M = P\,(e + \Delta)$ intersecta la **"curva de interacción de resistencia"**. Si la columna es muy esbelta, se podría alcanzar una flecha debido a la exentricidad de la carga axial **P** y el momento **P e** tal que la deformación se incrementara indefinidamente con el aumento de la carga **P**. Este tipo de falla se conoce como **"falla de estabilidad"**, como se muestra en la **"curva de interacción de resistencia"**.*

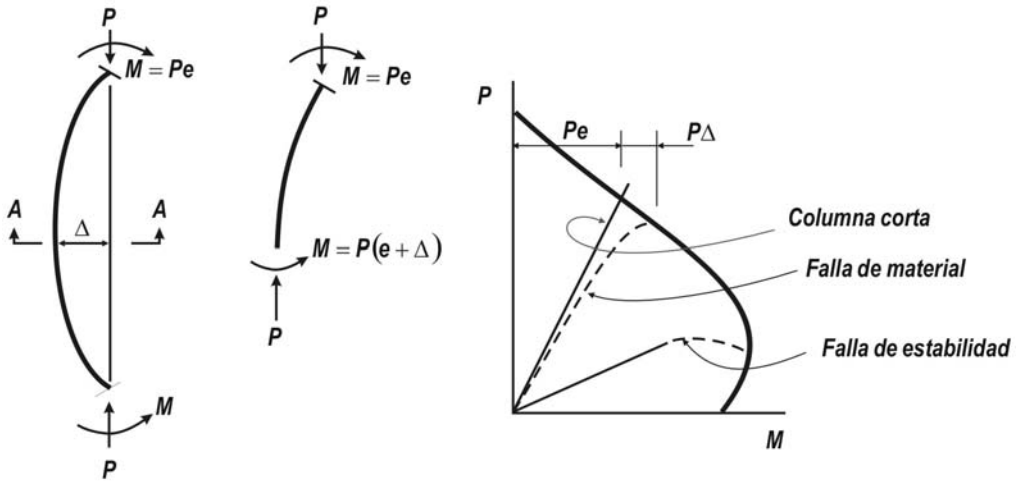


Figura C 10.10.1. Interacción de la resistencia en columnas esbeltas.

*El concepto básico en el comportamiento de columnas esbeltas rectas y con cargas centradas axialmente, fue desarrollado originalmente por Euler hace más de 200 años, quien estableció que una columna va a fallar mediante pandeo frente a una carga crítica $P_c = \pi\, EI / (\ell_e)^2$, siendo **EI** la rigidez flexional de la sección del elemento y ℓ_e la longitud efectiva o de pandeo , la cual es igual a $k\,\ell_u$. Para una columna corta robusta, el valor de la carga de pandeo*

excederá la resistencia directa a la compresión (correspondiente al valor de falla del material). En los elementos que son más esbeltos, por ejemplo elementos con valores importantes de ***k*** ℓ_u ***/r****, la falla puede ocurrir por pandeo (falla por estabilidad), con la carga de pandeo reduciéndose frente el incremento de la esbeltez. (ver la Figura C 10.10.2).*

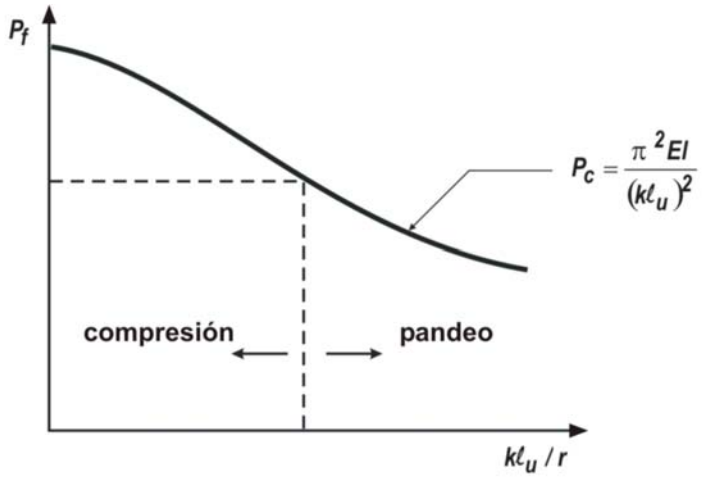


Figura C 10.10.2. Carga de falla en función de la esbeltez de una columna.

Como se muestra en la Figura C 10.10.3., es posible representar los efectos de esbeltez y los momentos incrementados sobre una curva de interacción de resistencia típica. Así una familia de diagramas de interacción de resistencias para columnas esbeltas con relaciones de esbeltez variables, se pueden desarrollar, como se muestra en la Figura C 10.10.3. El diagrama de interacción de resistencias para ***k*** ℓ_u ***/r = 0*** *corresponde a las combinaciones de momento y carga axial donde la resistencia no es afectada por la esbeltez del elemento (resistencia de columna corta).*

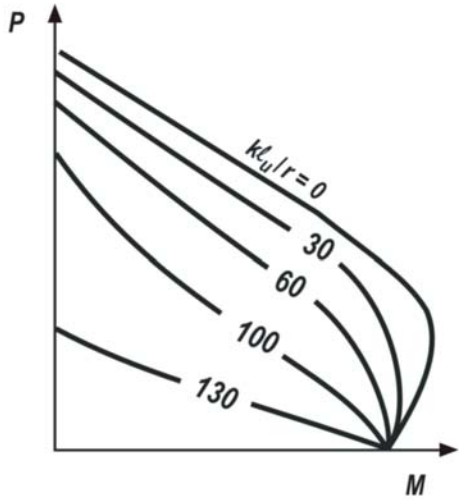


Figura C 10.10.3. Diagramas de interacción de la resistencias para columnas esbeltas.

C 10.10.1. En este artículo se establecen ***dos limitaciones*** para la utilización del ***análisis avanzado de segundo orden***:

1. La ***estructura analizada debe tener elementos similares a los de la estructura definitiva***. Si los elementos en la estructura definitiva presentan dimensiones transversales que difieren en más del ***10 %*** de las dimensiones adoptadas en el análisis estructural, se deben determinar las nuevas propiedades del elemento y repetir el análisis.

2. El ***procedimiento de análisis avanzado de segundo orden*** debe demostrar que se obtienen valores de las cargas últimas dentro de un ***margen*** de ***± 15 % con respecto a las obtenidas mediante ensayos documentados y realizados en estructuras de hormigón armado estáticamente indeterminadas***.

En la comparación mencionada anteriormente se deben incluir, como mínimo, ***los resultados de los ensayos de columnas en sistemas indesplazables planos, en sistemas desplazables y en pórticos con columnas de diferentes rigideces. Las características de los elementos adoptados en el análisis se deben multiplicar por un factor de reducción de la rigidez ϕ_k , menor que uno, con el fin de tener en cuenta la diferencia entre las características reales de los elementos calculados y las adoptadas en el mencionado análisis***. El factor de reducción de la rigidez ϕ_k , se puede adoptar igual a ***0,80*** para ser coherente con el análisis de segundo orden indicado en el artículo 10.13.4.1. El concepto de ***factor de reducción de la rigidez ϕ_k*** se desarrolla en el artículo C 10.12.3.

C 10.10.2. Como alternativa al análisis avanzado de segundo orden indicado en el artículo 10.10.1., el diseño de los elementos comprimidos se puede fundamentar en un análisis elástico y en el método de la amplificación de momentos (ver las referencias 10.31. y 10.32.).

En el caso de los ***pórticos desplazables***, los momentos amplificados por desplazamiento lateral se pueden calcular utilizando un análisis elástico de segundo orden en el cual se adopten ***valores realistas de la rigidez*** (ver el artículo C 10.13.4.1.).

C 10.11. MOMENTOS AMPLIFICADOS · CONCEPTOS GENERALES

Este artículo describe un procedimiento aproximado de diseño que utiliza el concepto de ***amplificador de momentos*** o ***momento amplificado,*** con el fin de considerar los efectos de la esbeltez. Los momentos determinados a través del análisis habitual de primer orden se multiplican por un factor ***amplificador de momento***, que es función de la ***carga axial mayorada P_u*** y de la ***carga crítica de pandeo P_c de la columna***.

Los ***pórticos desplazables e indesplazables*** son tratados en forma separada en los artículos 10.12. y 10.13. respectivamente.

Las prescripciones que se deben aplicar a las columnas con y sin desplazamiento lateral, se especifican en el artículo 10.11.

Un análisis de primer orden es un análisis elástico que no incluye los efectos de las fuerzas internas que se originan por las deformaciones.

C 10.11.1. Las rigideces ***EI*** utilizadas en un análisis elástico para el diseño por resistencia de elementos comprimidos, deberían representar las rigideces de dichos elementos inmediatamente ***antes de producirse la rotura***. Esto es particularmente válido en un análisis de segundo orden que debería proporcionar las deformaciones laterales para cargas cercanas a sus valores últimos. Los valores de ***EI*** no se deben obtener en forma exclusiva en base a la ***relación momento-curvatura de la sección más cargada a lo largo del elemento***, sino que los valores de ***EI*** deben corresponder a la relación momento-rotación en el extremo del elemento considerado en su totalidad.

Los valores alternativos para E_c , I_g y A_g , indicados en el artículo 10.11.1., han sido adoptados a partir de los resultados obtenidos en ensayos y análisis de pórticos, e incluyen una reserva por la variabilidad que pueden presentar las deformaciones calculadas. El ***módulo de elasticidad*** E_c se obtiene en base a la ***resistencia especificada del hormigón***, mientras que los ***desplazamientos laterales*** son función de la resistencia media, que es ***mayor***. Los momentos de inercia fueron determinados como ***0,875*** de los correspondientes valores indicados en la referencia 10.33. Estos ***dos efectos producen una sobrevaloración de las deformaciones de segundo orden*** del ***20*** al ***25 %***, que corresponde a un factor implícito de reducción de la rigidez, ϕ_k , de ***0,80*** a ***0,85*** con respecto a los cálculos de estabilidad. El concepto del factor de reducción de la rigidez ϕ_k , se desarrolla en el artículo C 10.12.3.

El ***momento de inercia de las vigas T*** se debe determinar considerando el ancho efectivo del ala definido en el artículo 8.10. En general, es suficientemente preciso adoptar para una viga T, el ***valor de*** I_g ***como dos veces el*** I_g ***del alma***, ***o sea 2*** $(b_w\ h^3 / 12)$.

Cuando los valores de los ***momentos y cortes mayorados***, obtenidos a partir de un análisis donde se ha considerado el ***momento de inercia de un tabique igual a 0,70*** I_g , indiquen en función del módulo de rotura, que el tabique se fisurará por flexión; el análisis se debe repetir con un valor $I = 0{,}35\ I_g$ en aquellos pisos en los cuales se han previsto ***secciones fisuradas bajo cargas mayoradas***.

Los valores alternativos para los momentos de inercia dados en el artículo 10.11.1. fueron establecidos para ***elementos no pretensados***.

Para ***elementos pretensados***, los momentos de inercia pueden diferir de los valores establecidos en el artículo 10.11.1., dependiendo de la cantidad, ubicación y tipo de armadura, y del grado de fisuración previo al estado último. Los valores de rigidez para los elementos de hormigón pretensado ***deben incluir una tolerancia por la variabilidad de sus rigideces***.

Los artículos 10.11. a 10.13. establecen especificaciones de resistencia sobre la base de suponer que los análisis de pórticos se han de realizar utilizando ***cargas mayoradas***. Los análisis de las deformaciones, las vibraciones y los períodos del edificio para distintos niveles de cargas de servicio, o sea ***cargas sin mayorar***, (ver las referencias 10.34. y 10.35.) ***son necesarios*** para determinar las condiciones de servicio de la estructura y para estimar las fuerzas del viento en túneles de laboratorio.

En los análisis para ***cargas de servicio***, los momentos de inercia de los elementos estructurales deberían ser representativos del grado de fisuración para los diferentes niveles de cargas de servicio analizados.

Cuando no se disponga de una determinación más precisa del ***grado de fisuración a nivel de la carga de servicio***, resulta aceptable utilizar en el análisis para cargas de servicio, el valor ***1,43*** (1/0,70) ***veces los momentos de inercia*** indicados en el artículo 10.11.1.

El caso poco habitual de cargas laterales de larga duración, se puede presentar, por ejemplo, cuando existen cargas laterales permanentes, producto de distintas presiones del terreno en las dos caras de un edificio.

C 10.11.4. El ***método de diseño por amplificación de momentos*** exige que el Proyectista o Diseñador Estructural distinga entre ***pórticos o sistemas indesplazables***, que se calculan de acuerdo con lo indicado en el artículo 10.12., y ***pórticos o sistemas desplazables***, que se calculan de acuerdo con lo indicado en el artículo 10.13. Con frecuencia, esta distinción se puede hacer comparando la rigidez lateral total de las columnas de un piso con la correspondiente a los elementos de arriostramiento.

En principio se puede suponer que ***un elemento comprimido es indesplazable*** si está ubicado en un entrepiso en el cual los elementos de arriostramiento (tabiques, celosías, mampostería u otros elementos de arriostramiento lateral) ***tengan una rigidez lateral tal que las deformaciones laterales resultantes no sean tan grandes como para afectar en forma sustancial la resistencia de la columna***. Si la distinción no resulta evidente, en los artículos 10.11.4.1. y 10.11.4.2. ***se indican dos caminos para evaluar si un sistema es desplazable o no***.

En el artículo 10.11.4.1. se establece que un entrepiso, dentro de un pórtico, se considera como indesplazable cuando el aumento en los momentos debidos a las cargas laterales, resultante del efecto $P\Delta$, es menor que el ***5 %*** de los momentos de primer orden (ver la referencia 10.33.). En el artículo 10.11.4.2. se especifica un método alternativo para evaluar lo mencionado en el artículo 10.11.4.1., en función del ***índice de estabilidad de un entrepiso Q***. Al calcular ***Q***, el valor $\sum P_u$ debería corresponder al caso de carga lateral para el cual el valor $\sum P_u$ es máximo. Se debe aclarar que un pórtico puede contener entrepisos con y sin desplazamiento lateral. Esta verificación no es aplicable cuando V_{us} es cero.

Si las deformaciones del pórtico, producidas por las cargas laterales, han sido determinadas utilizando las cargas de servicio y a su vez, los momentos de inercia para esas cargas de servicio han sido obtenidos de acuerdo con lo indicado en el artículo 10.11.1., este Reglamento permite determinar el valor de ***Q***, en la expresión (10-6), utilizando:

- El valor del corte del entrepiso para las cargas de servicio,
- 1,2 veces la suma de las cargas gravitatorias de servicio,
- 1,43 veces la deformación de primer orden del entrepiso para cargas de servicio.

C 10.11.5. Este artículo impone un ***límite superior a la relación de esbeltez de las columnas diseñadas por el método del amplificador de momentos***, de los artículos 10.11. a 10.13. En cambio, si el diseño se realiza de acuerdo con lo especificado en el artículo 10.10.1. no se impone un límite similar. ***El valor límite*** $k\,\ell_u/r = 100$ ***representa el mayor valor obtenido para elementos comprimidos esbeltos en ensayos de pórticos***.

C 10.11.6. Cuando existe flexión biaxial en un elemento comprimido, se deben amplificar los momentos calculados para cada eje principal. Los factores de amplificación δ se determinan considerando la carga de pandeo P_c , en forma separada para cada eje, sobre la base de la longitud efectiva $k\ \ell_u$ y la rigidez ***EI*** correspondiente. Si las respuestas frente al fenómeno de pandeo son diferentes, con respecto a cada eje principal, resultarán ***diferentes factores de amplificación***.

C 10.12. MOMENTOS AMPLIFICADOS – PÓRTICOS INDESPLAZABLES

Antes de desarrollar el comentario al artículo C 10.12.1., se reproduce de la referencia 7.20. el artículo referido a la determinación de la longitud efectiva ℓ_e , igual a $k\ \ell_u$ tanto en sistemas desplazables como indesplazables.

*Cuando ocurre la carga crítica de Euler, una columna originalmente recta, pandea con una forma de semionda senoidal como muestra la Figura C 10.12.a). Con esta configuración, un momento adicional **P-Δ** actúa en cada sección, donde Δ es el desplazamiento lateral en el punto a considerar a lo largo de la columna. Este desplazamiento continúa creciendo hasta que la tensión causada por el momento creciente **(P-Δ)** más la tensión de compresión original causada por la carga aplicada, excede la resistencia a compresión del hormigón y la columna falla. La longitud efectiva ($\ell_e = k\ \ell_u$) es la longitud entre los extremos articulados, entre momentos nulos o entre puntos de inflexión. Para la condición articulado-articulado de la Figura C 10.12.a), la longitud efectiva es igual a la longitud sin apoyo lateral (longitud no soportada), ℓ_u . Si la columna está empotrada en ambos extremos, el pandeo se producirá en la forma que indica la Figura C 10.12.b); los puntos de inflexión estarán en las posiciones indicadas y la longitud efectiva ℓ_e será la mitad de la longitud ℓ_u . La carga crítica de pandeo P_c para la condición empotrado-empotrado es 4 veces la de la condición articulado-articulado. Las columnas en las estructuras reales rara vez están articuladas o empotradas en forma perfecta sino que tienen la rotación parcialmente restringida por los elementos que están solidarios a la columna, y así, la longitud efectiva se ubica entre $\ell_u/2$ y ℓ_u como muestra la Figura C 10.12.c) mientras el desplazamiento lateral de un extremo con respecto al otro esté restringido. El valor real de la longitud efectiva depende de la rigidez de los elementos solidarios a ambos extremos de la columna.*

Una columna que está empotrada en un extremo y libre en el otro (voladizo), tendrá un comportamiento a pandeo como el que se indica en la Figura C 10.12.d). El extremo superior se desplazará lateralmente en relación al inferior. La forma que adopta es similar a la mitad de la forma sinusoidal de un elemento articulado-articulado ilustrado en la Figura C 10.12.a). Así, la longitud efectiva es igual a 2 veces la longitud real. Si la columna tiene la rotación restringida en ambos extremos pero uno se puede mover lateralmente con respecto al otro, pandeará como se muestra en la Figura C 10.12.e). La longitud efectiva ℓ_e será igual a la longitud real ℓ_u, con el punto de inflexión (ip) ubicado como se muestra.

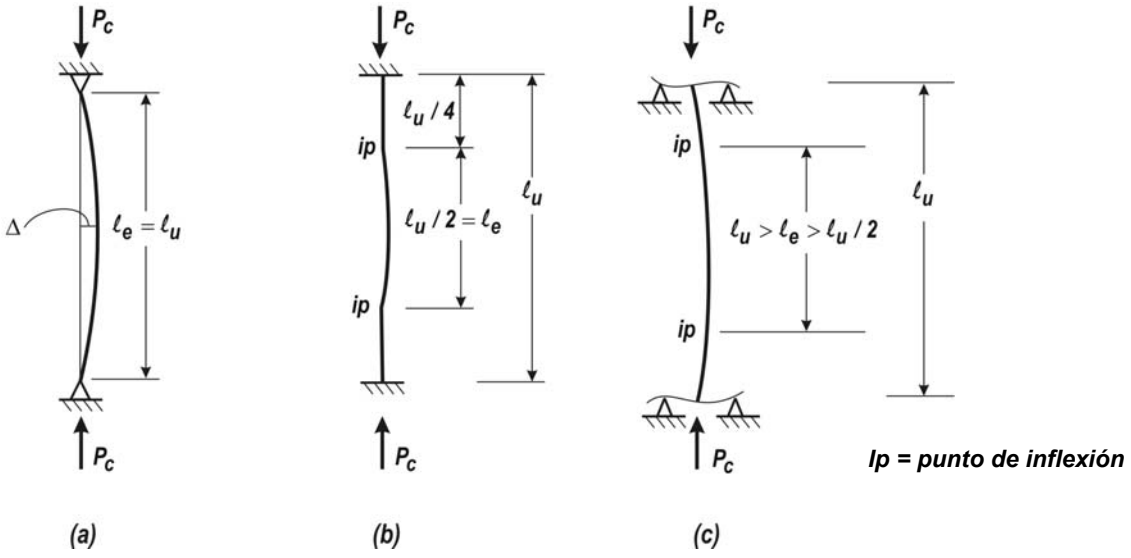


Figura C 10.12. a), b) y c) Longitud efectiva ℓ_e (condición indesplazable) *(de la referencia 7.20.).*

La carga de pandeo de la columna de la Figura C 10.12.e), donde el desplazamiento lateral no está impedido, es un cuarto del de la Figura C 10.12.b), donde el desplazamiento lateral está impedido. Como se dijo anteriormente, los extremos rara vez están completamente apoyados o empotrados, sino que tienen parcialmente restringida la rotación por elementos aporticados en los extremos de las columnas. Así, la longitud efectiva variará entre ℓ_u e infinito, como muestra la Figura C 10.12.f). Si los elementos que restringen el movimiento (viga o losa) son muy rígidos en comparación con la columna, el pandeo se aproximará al esquema de la Figura C 10.12.e). Si, en cambio, los elementos son más flexibles, se aproximará a una condición apoyado-apoyado y la columna, y posiblemente toda la estructura, se aproxime a la inestabilidad.

En estructuras típicas de hormigón armado, el proyectista raramente se preocupa por un solo elemento sino por todo el sistema aporticado que consiste en conjuntos de vigas-columnas y losas-columnas. El comportamiento a pandeo de un pórtico que no está arriostrado contra el desplazamiento lateral se puede ilustrar como en la Figura C 10.12.g). Sin restricción lateral en el extremo superior, el pórtico entero se puede mover lateralmente. El extremo inferior puede estar apoyado o parcialmente empotrado. En general, la longitud efectiva ℓ_e depende del grado de restricción rotacional en los extremos de la columna y $\ell_u < \ell_e < \infty$.

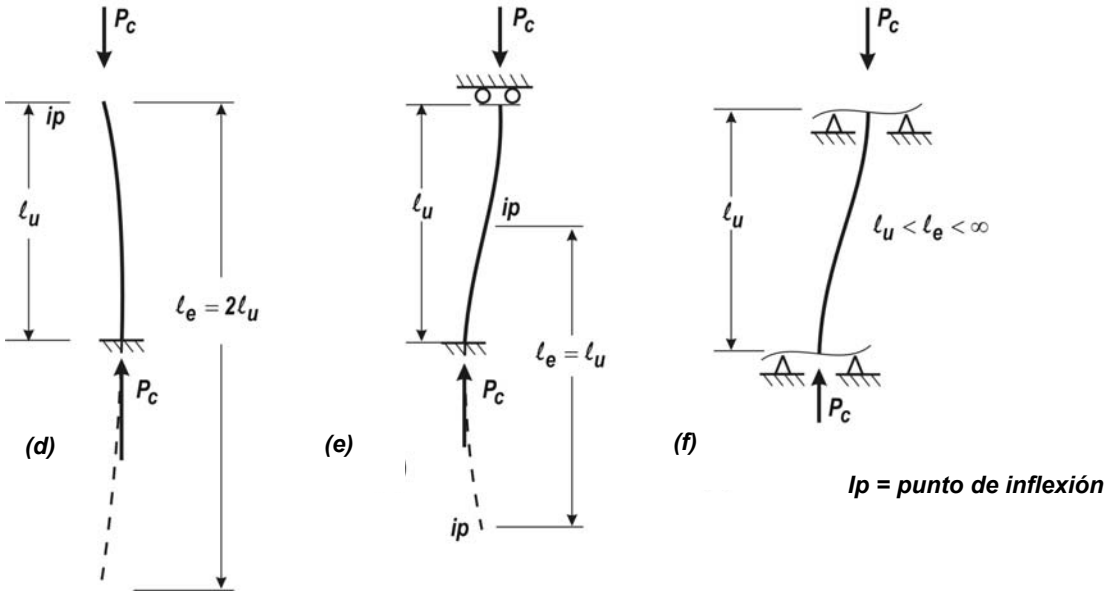


Figura C 10.12. d), e) y f) ***Longitud efectiva, ℓ_e (con posibilidad de desplazamiento lateral).***

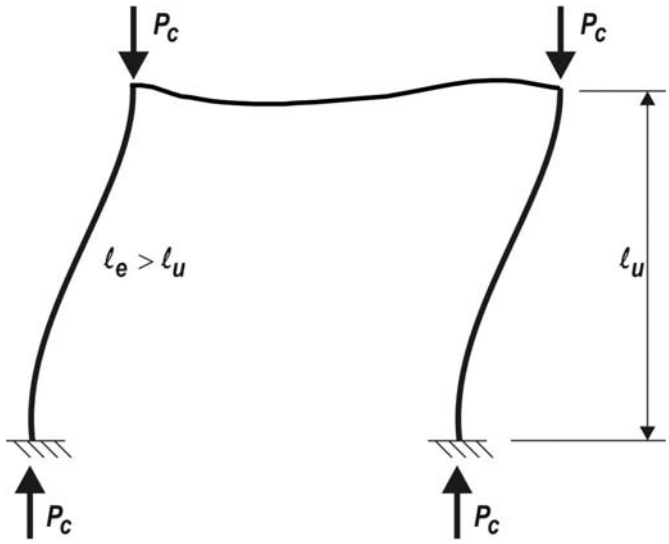


Figura C 10.12.g). ***Pórtico Rígido (con posibilidad de desplazamiento lateral).***

En resumen, se pueden hacer los siguientes comentarios:

1. *Para elementos solicitados a compresión en un pórtico indesplazable, la longitud efectiva* ℓ_e *estará comprendida entre* ℓ_u **/2** y ℓ_u , donde ℓ_u es la longitud no soportada real de la columna.

2. *Para elementos a compresión en un pórtico que se puede desplazar lateralmente, la longitud efectiva* ℓ_e *es siempre mayor que la real de la columna* ℓ_u *, y puede ser* **2** ℓ_u *y mayor. En este caso, un valor de* ***k*** *menor a* ***1,2*** *no sería real.*

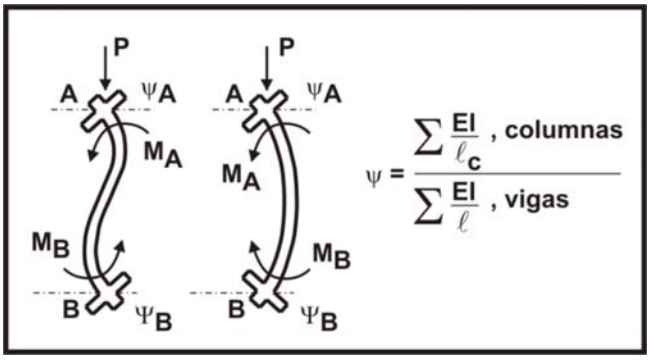
3. *La utilización de los nomogramas que se muestra en la Figura C 10.12.1.a) y b) permiten una determinación gráfica de los factores de longitud efectiva para elementos solicitados a compresión en pórticos con y sin posibilidad de desplazamiento horizontal, respectivamente. Si los dos extremos de una columna en un pórtico indesplazable tienen mínima rigidez rotacional, o se acercan a* $\psi = \infty$*, entonces* $k = 1{,}0$*. Si ambos extremos se acercan al empotramiento perfecto,* $\psi = 0$ *y* $k = 0{,}5$*. Si los dos extremos de una columna en un pórtico con posibilidad de desplazamiento lateral poseen mínima rigidez rotacional,* $\psi = \infty$ *y* $k = \infty$*. Si ambos extremos están o se aproximan al empotramiento perfecto,* $\psi = 0$ *y* $k = 1{,}0$*.*

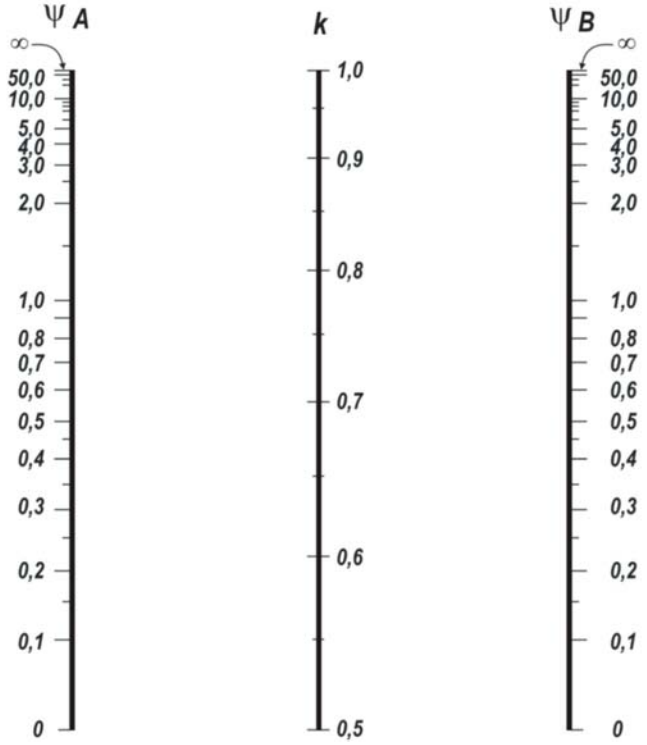
Un método alternativo para calcular los factores de longitud efectiva para elementos comprimidos en pórticos con y sin posibilidad de desplazarse horizontalmente se explicitan en el artículo C 10.12.1.

C 10.12.1. Las expresiones para realizar la amplificación de momentos fueron obtenidas para columnas con articulaciones en sus extremos y se deben modificar para poder considerar el efecto de las restricciones en dichos extremos. El procedimiento para tener en cuenta lo indicado anteriormente consiste en utilizar una longitud efectiva $k\ \ell_u$ en la determinación de P_c .

Los nomogramas de Jackson y Moreland (Figura C 10.12.1.) constituyen elementos auxiliares de cálculo para estimar el factor de longitud efectiva ***k***. Con estos nomogramas se puede determinar en forma gráfica el valor de ***k*** para una columna de sección transversal constante en un pórtico de varios tramos. (Ver las referencias 10.36. y 10.37.).

La ***longitud efectiva es función de la rigidez relativa en cada extremo del elemento comprimido***. Los estudios realizados han demostrado que se deben considerar en la determinación de la rigidez relativa en cada extremo tanto los efectos de las diferentes cuantías de armadura de vigas y columnas como la fisuración de la viga. La rigidez de los elementos con flexión dominante (vigas y travesaños de pórticos) se puede estimar partiendo del valor de $0{,}35\ I_g$ para calcular el valor de ψ en la evaluación del factor de longitud efectiva ***k***, con el fin de tener en cuenta el efecto de la fisuración y de la cuantía de armadura en la rigidez relativa. La rigidez de los elementos comprimidos se puede determinar con el valor de $0{,}70\ I_g$.

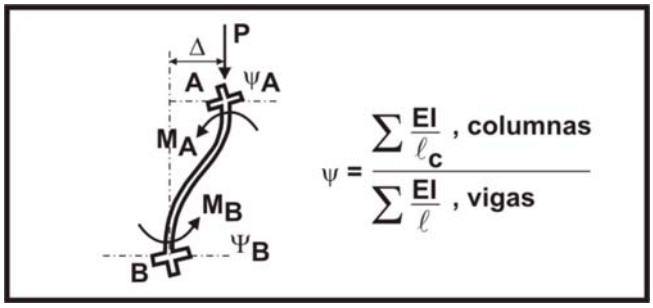


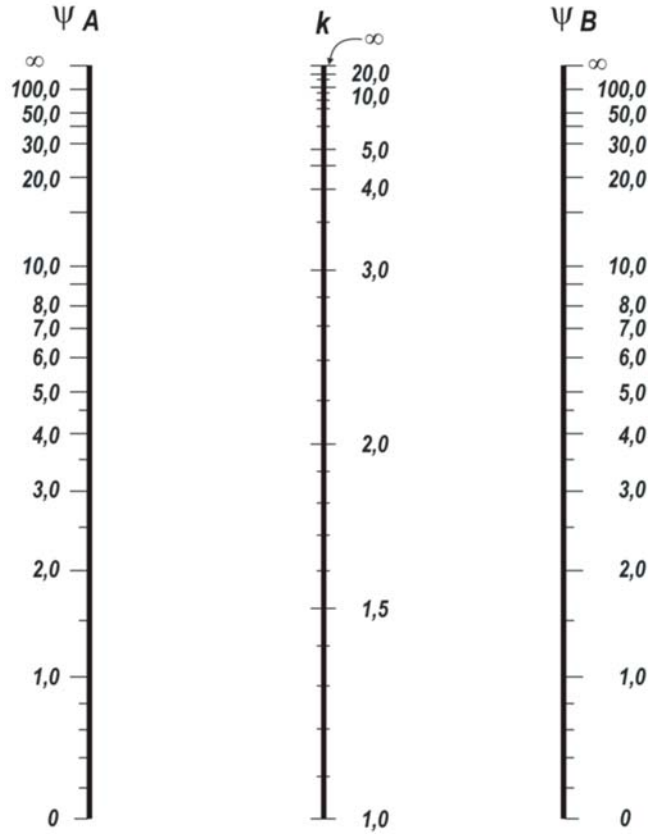


siendo:

- **Ψ** relación entre ***Σ (EI/ℓc)*** de los elementos comprimidos y ***Σ (EI/ℓ)*** de los elementos solicitados a flexión, actuando en un plano, en el extremo de un elemento comprimido.
- **ℓ** longitud de los elementos flexionados medidos entre centros de apoyos.
- ***k*** factor de longitud efectiva.

Figura C 10.12.1.a. Factores de longitud efectiva k para pórticos indesplazables (nomogramas de Jackson y Moreland), *(referencias 10.36. y 10.37.).*





siendo:

- **Ψ** relación entre ***Σ (EI/ℓc)*** de los elementos comprimidos y ***Σ (EI/ℓ)*** de los elementos solicitados a flexión, actuando en un plano, en el extremo de un elemento comprimido.
- ***ℓ*** longitud de los elementos flexionados medidos entre centros de apoyos.
- ***k*** factor de longitud efectiva.

Figura C 10.12.1.b. Factores de longitud efectiva k para pórticos desplazables (nomogramas de Jackson y Moreland), *(referencias 10.36. y 10.37.).*

Las expresiones simplificadas (A-E) se pueden utilizar para determinar el factor de longitud efectiva ***k*** , tanto para los elementos indesplazables como desplazables.

Las expresiones (A), (B) y (E) fueron adoptadas de las referencias 10.38. y 10.39., mientras que las expresiones (C) y (D), para elementos desplazables, se obtuvieron de la referencia 10.25.

- Para ***elementos comprimidos en sistemas o pórticos indesplazables***, se puede adoptar como límite superior para el ***factor de longitud efectiva***, el menor valor resultante de aplicar las expresiones (A) y (B):

$$k = 0{,}7 + 0{,}05\,(\psi_A + \psi_B) \leq 1{,}0 \qquad \textbf{(A)}$$

$$k = 0{,}85 + 0{,}05\ \psi_{mín} \leq 1{,}0 \qquad \textbf{(B)}$$

siendo:

ψ_A y ψ_B los valores de ψ en los dos extremos de la columna.

$\psi_{mín}$ el menor de los dos valores anteriores.

- Para ***elementos comprimidos en sistemas o pórticos desplazables***, ***con restricciones en ambos extremos***, se puede adoptar el ***factor de longitud efectiva*** en función de:

Para $\psi_m < 2$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20}\sqrt{1 - \psi_m} \qquad \textbf{(C)}$$

Para $\psi_m \geq 2$

$$k = 0{,}9\ \sqrt{1 + \psi_m} \qquad \textbf{(D)}$$

siendo:

ψ_m el promedio de los valores de ψ en los dos extremos del elemento comprimido.

- Para ***elementos comprimidos en sistemas desplazables, articulados en un extremo***, el factor de longitud efectiva se puede determinar con la siguiente expresión:

$$k = 2{,}0 + 0{,}3\psi \qquad \textbf{(E)}$$

siendo:

ψ el valor en el extremo restringido.

Tanto la utilización de los nomogramas presentados en la figura C 10.12.1. como de las expresiones dadas en este artículo, cumplen las especificaciones de este Reglamento para justificar un valor de k < 1,0 en las columnas de sistemas indesplazables.

C 10.12.2. La expresión (10-7) se ha deducido a partir de la expresión (10-9) suponiendo que es aceptable considerar un ***5 %*** de incremento en los momentos debidos a la esbeltez (ver la referencia 10.31.). La deducción no incluye el valor de ϕ en el cálculo de la amplificación de momento. En una primera aproximación el valor de ***k*** se puede adoptar igual a ***1,0*** en la expresión (10-7).

C 10.12.3. Los factores de reducción ϕ utilizados en el diseño de columnas esbeltas tienen dos fuentes distintas de variabilidad:

1) los factores de reducción de la rigidez en las expresiones del factor de amplificación tenían, hasta la edición 1989 del ACI 318, el propósito de considerar la variabilidad de la rigidez ***EI*** y el análisis de la amplificación de momentos.

2) La variabilidad de la resistencia de la sección transversal se explicó a través de un factor de reducción de la resistencia, ϕ , con un valor igual a ***0,70*** para columnas con estribos cerrados y ***0,75*** para columnas con armadura en forma de zunchos en espiral.

Los estudios desarrollados en la referencia 10.40. indican que el factor de reducción de la rigidez ϕ_k , y el factor de reducción de la resistencia ϕ de la sección transversal no tienen el mismo valor, contrariamente a lo supuesto en las ediciones del ACI 318 hasta el año 1989 inclusive.

Estos estudios indican que el factor de reducción de rigidez, ϕ_k, para una columna aislada debería ser igual a ***0,75*** tanto para columnas con estribos cerrados como con zunchos en espiral. ***Los factores 0,75 en las expresiones (10-9) y (10-18) son factores de reducción de la rigidez ϕ_k y reemplazan a los factores ϕ que aparecían en las mismas expresiones en las ediciones 1989 y anteriores***.

Esta modificación se realizó con el fin de evitar confusiones entre el ***factor de reducción de la rigidez ϕ_k*** en la expresión (10-9) y (10-18) y los ***factores ϕ de reducción de resistencia de la sección transversal***.

El principal problema al ***definir la carga crítica*** es la elección de la rigidez ***EI*** donde influyen la variación de la rigidez debida a la fisuración, la fluencia lenta, y la no linealidad de la curva tensión-deformación del hormigón. La expresión (10-11) se ha deducido para pequeñas relaciones de excentricidad y altos valores de carga axial, casos en donde los efectos de segundo orden por la esbeltez son más pronunciados.

La fluencia lenta debida a las cargas de larga duración, origina el incremento de la deformación lateral de la columna, y por lo tanto la amplificación del momento, situación que se considera en el diseño reduciendo la rigidez ***EI*** , (utilizada para determinar P_c , y por lo tanto δ_{ns}), al dividirla por el factor $(1 + \beta_d)$.

En la expresión (10-11), tanto los términos relativos al hormigón, como los relativos al acero, se deben dividir por el valor $(1+ \beta_d)$, con el fin de reflejar la fluencia prematura del acero en las columnas sometidas a cargas de larga duración.

Para la determinación del valor de ***EI*** se pueden utilizar tanto la expresión (10-11) como la (10-12). La expresión (10-12) es una aproximación simplificada de la expresión (10-11) con un nivel menor de precisión en el resultado (ver la referencia 10.41.).

La expresión (10-12) se puede simplificar aún más si se supone el término $\beta_d = 0,6$, de manera tal que ***EI*** resulta:

$$EI = 0,25\ E_c\ I_g \qquad \textbf{(F)}$$

El término β_d se define de manera diferente para pórticos desplazables e indesplazables, razón por la cual se aconseja consultar el artículo 10.11.1.

Para pórticos indesplazables, β_d es la relación entre la carga máxima axial de larga duración mayorada y la carga máxima axial mayorada.

C 10.12.3.1. El factor C_m es un ***factor de corrección del momento equivalente***. En la deducción del amplificador de momento se supone que el momento máximo se produce en la mitad, o en proximidad de la altura de la columna. Si el momento máximo se produce en uno de los extremos de la columna, el diseño debe ser desarrollado en función de un momento uniforme equivalente, $C_m\ M_2$, que debería producir el mismo momento máximo al ser amplificado (ver la referencia 10.31.).

En el caso de elementos comprimidos solicitados por cargas transversales entre los apoyos, es posible que el momento máximo se produzca en una sección alejada del extremo del elemento. Si esto ocurre, el valor del momento máximo determinado en cualquier sección del elemento se debe utilizar como valor de M_2 en la expresión (10-8). Para este caso, C_m se debe adoptar igual a ***1,0*** de acuerdo con el último párrafo del artículo 10.12.3.1.

C 10.12.3.2. En este Reglamento, ***el efecto de la esbeltez en los elementos comprimidos se considera amplificando los momentos extremos de la columna***. Si los momentos mayorados de la columna son muy pequeños o nulos, el diseño de columnas esbeltas se debe realizar en función de la excentricidad mínima indicada en este artículo. No es necesario que la ***excentricidad mínima*** se aplique en forma simultánea respecto de los dos ejes principales.

Cuando el diseño se realiza en función de la ***excentricidad mínima***, los momentos extremos mayorados de la columna, obtenidos del análisis estructural, se deben utilizar para determinar la relación M_1 / M_2 en la expresión (10-13), eliminándose lo que de otra manera constituiría una diferencia en el tratamiento de columnas con excentricidades

calculadas ***menores que la excentricidad mínima*** y columnas con excentricidades calculadas ***iguales o mayores que la excentricidad mínima***.

C 10.13. MOMENTOS AMPLIFICADOS - PÓRTICOS DESPLAZABLES

El diseño de pórticos desplazables, considerando los efectos de la esbeltez, ha sido revisado en la edición 1995 del Código ACI 318. El procedimiento actualizado consiste en dar cumplimiento a los tres pasos que se indican a continuación:

(1) Se calculan los ***momentos amplificados*** δ_s M_s debidos al desplazamiento lateral, utilizando alguna de las tres alternativas que se detallan a continuación

(1.1.) un ***análisis elástico de segundo orden*** del pórtico, de acuerdo con el artículo 10.13.4.1.

(1.2.) una ***aproximación al análisis de segundo orden***, de acuerdo con el artículo 10.13.4.2.

(1.3.) el valor de ***amplificación por desplazamiento lateral*** δ_s indicado en las ediciones anteriores del Código ACI 318, de acuerdo con el artículo 10.13.4.3.

(2) Los momentos amplificados δ_s M_s debidos al desplazamiento lateral se deben sumar, en cada extremo de cada columna, al momento M_{ns} , ***no amplificado y sin considerar el desplazamiento lateral*** (ver el artículo 10.13.3.). Los momentos sin considerar el desplazamiento lateral se pueden determinar utilizando un análisis elástico de primer orden.

(3) Si la columna es esbelta y las cargas sobre ella son importantes, se debe verificar si los momentos existentes en puntos entre los extremos de la columna son mayores que los existentes en los extremos. Como se indica en el artículo 10.13.5., esta verificación se realizará utilizando el amplificador para pórticos indesplazables δ_{ns} , con P_c calculado considerando $k \leq 1,0$.

C 10.13.1. Ver el Comentario al artículo 10.12.1.

C 10.13.3. El análisis descripto en este artículo sólo se refiere a ***pórticos planos solicitados por cargas que producen deformaciones en su propio plano.*** Si los desplazamientos torsionales son significativos, se debe utilizar un ***análisis tridimensional de segundo orden***.

C 10.13.4. Determinación de δ_s M_s

C 10.13.4.1. El análisis de segundo orden de un pórtico incluye el efecto de las fuerzas internas resultantes de las deformaciones. Cuando se utilice un análisis elástico de segundo orden para determinar el valor de δ_s M_s , ***las deformaciones deben ser representativas del estado inmediatamente anterior a la carga última***. Por esta razón, se debe utilizar en el análisis de segundo orden, el valor reducido de E_c I_g especificado en el artículo 10.11.1.

El ***término*** β_d se ***define de manera diferente para pórticos desplazables e indesplazables, como se observa en el artículo 10.11.1.*** Las deformaciones horizontales debidas a las cargas de corta duración, como el viento y el sismo, son función de la rigidez a corto plazo de las columnas después de un período de cargas de larga duración.

Para este caso, de la definición dada en el artículo 10.11.1., se obtiene que el término $\beta_d = 0$.

Para el caso poco habitual de pórticos desplazables donde las cargas horizontales son de larga duración, ***el término*** β_d ***no será igual a 0***. Esta situación se puede presentar en el caso de un edificio ubicado en un lugar con pendiente, sometido a la presión que ejerce el terreno en un solo lado.

En el análisis de segundo orden se deben incluir ***las cargas axiales de todas las columnas que no son parte de los elementos resistentes a carga horizontal*** y que dependen de estos elementos para su estabilidad.

Hasta la edición 1989 del Código ACI 318, las expresiones que permitían determinar el valor del amplificador de momentos para la obtención de δ_b y δ_s incluían un factor de reducción de la rigidez ϕ_k para cubrir la variación de los resultados obtenidos por medio del análisis de la estabilidad.

El método de análisis de segundo orden se fundamenta en los valores de E_c e I establecidos en el artículo 10.11.1., lo que origina una sobreestimación de la deformación horizontal del orden del ***20*** al ***25 %*** , que corresponde a un factor de reducción de la rigidez ϕ_k entre ***0,80*** y ***0,85*** en los denominados momentos ***PΔ.***

En el análisis de la estabilidad del equilibrio no es necesario utilizar un factor ϕ adicional. Una vez que se han determinado los momentos, los factores de reducción de la resistencia ϕ, especificados en el artículo 9.3.2.2., se deben incluir en el dimensionamiento de las secciones transversales de las columnas.

C 10.13.4.2. El análisis iterativo ***PΔ*** para la obtención de los momentos de segundo orden, puede ser representado por series infinitas cuya solución está dada por la expresión (10-17) y por la referencia 10.33. En la referencia 10.42. se demuestra que la expresión (10-17) predice, en forma precisa, los momentos de segundo orden en los sistemas desplazables para valores de δ_s menores que ***1,5***.

Los diagramas de momentos ***PΔ***, para columnas flexadas (deformadas) están representados por curvas, donde los valores de *Δ* están relacionados con la geometría deformada de la columna.

La expresión (10-17) y la mayoría de los programas de computación de origen norteamericano, disponibles en forma comercial para el análisis de pórticos con la teoría de segundo orden, se han desarrollado suponiendo que los momentos ***PΔ*** resultan de fuerzas $P\Delta / \ell_c$ iguales y opuestas, aplicadas en la parte inferior y superior del entrepiso, las que generan un diagrama lineal de ***momentos PΔ***. Los diagramas curvos de momentos ***PΔ*** producen desplazamientos laterales del orden del ***15 %*** mayores, que aquellos obtenidos de diagramas rectos de momentos ***PΔ.*** Este efecto se puede incluir en la expresión (10-17) expresando el denominador como ***(1 - 1,15 Q)*** en lugar de ***(1 - Q)***.

El factor ***1,15*** se ha dejado fuera de la expresión (10-17) con el fin de mantener la coherencia con la mayoría de los programas para computadoras disponibles en el mercado.

Cuando las flechas se determinen utilizando las cargas de servicio, el valor de ***Q*** en la expresión (10-17) se debe determinar de la forma que se indica en el artículo C 10.11.4.

Como se menciona en el último párrafo del comentario al artículo 10.13.4.1., hasta el año 1989 el Código ACI 318 incluía, en las expresiones para determinar el amplificador de momentos δ_b y δ_s , un factor de reducción de la rigidez ϕ_k cuya función era cubrir la variabilidad de los resultados obtenidos por medio del análisis de la estabilidad del equilibrio.

El análisis del factor ***Q*** se desarrolla en función de las flechas determinadas con los valores de E_c e I_g dados en el artículo 10.11.1., los que tienen incorporado un valor equivalente a un factor de reducción de la rigidez ϕ_k **,** tal como se explica en el artículo C 10.13.4.1., lo que da por resultado que no sea necesario utilizar un factor ϕ adicional en los cálculos de estabilidad.

Una vez que se han determinado los momentos utilizando la expresión (10-17), los factores de reducción de la resistencia ϕ, especificados en el artículo 9.3.2.2., se deben incluir en el dimensionamiento de las secciones transversales de las columnas.

C 10.13.4.3. Con el fin de verificar los efectos de la estabilidad del equilibrio del entrepiso analizado, el valor de δ_s se debe calcular como el valor promedio para el entrepiso completo en base al valor $\sum P_u / \sum P_c$. Esto refleja la interacción en los efectos $P\Delta$ de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral del entrepiso, ya que la deformación lateral de todas las columnas en el piso debe ser igual ante la ausencia de desplazamientos torsionales alrededor del eje vertical. Además, es posible que una columna individual, particularmente esbelta en un sistema desplazable, pudiera tener deformaciones importantes en la mitad de su altura, aún si está arriostrada en forma adecuada, contra desplazamientos laterales en los extremos, por otras columnas del entrepiso. ***Dicha columna tendrá un valor de ℓ_u /r mayor que el valor dado por la expresión (10-19) y tendría que ser verificada de acuerdo con lo indicado en el artículo 10.13.5.***

Cuando la deformación por cargas laterales produce desplazamientos torsionales significativos, la amplificación de los momentos en las columnas más apartadas del centro de rotación puede resultar subestimada si se utiliza el procedimiento del amplificador de momento, razón por la cual en estos casos, se debe realizar un ***análisis tridimensional de segundo orden***.

El término ***0,75*** en el denominador de la expresión (10-18) es un factor de reducción de la rigidez ϕ_k tal como se indica en el artículo C 10.12.3.

En la determinación de ***EI***, el valor de β_d será habitualmente cero para un pórtico desplazable, debido a que las cargas laterales son generalmente de corta duración (ver el artículo C 10.13.4.1.).

C 10.13.5. ***Los momentos no amplificados en los extremos de las columnas***, obtenidos sin considerar el desplazamiento lateral, se deben sumar en los mismos puntos a los momentos amplificados por los desplazamientos laterales. Generalmente, uno de los momentos extremos resultantes es el ***momento máximo en la columna***. Sin embargo, en columnas esbeltas con elevadas cargas axiales, el punto de momento máximo puede estar entre los extremos de la columna de tal forma que los momentos extremos dejan de ser los momentos máximos. Si el valor ℓ_u / r es menor que el valor obtenido con la expresión (10-19) el momento máximo en cualquier punto, a lo largo de la altura de dicha columna, será menor que ***1,05 veces*** el máximo momento extremo. Cuando ℓ_u / r es mayor que el valor determinado con la expresión (10-19), el momento máximo se producirá en un punto intermedio de la columna y excederá al máximo momento extremo en más del ***5 %*** (ver la referencia 10.30.). En dicho caso el momento máximo se debe calcular amplificando el momento extremo utilizando la expresión (10-8).

C 10.13.6. ***La posibilidad de inestabilidad por desplazamientos laterales bajo cargas gravitatorias debe ser analizada en forma independiente***. Cuando se realiza un análisis de segundo orden para determinar el valor de $\delta_s M_s$ (artículo 10.13.4.1.), el pórtico se debe analizar ***dos veces***; para el caso de ***cargas gravitatorias mayoradas más una carga lateral aplicada al pórtico***. Esta última carga puede ser la carga lateral utilizada en el diseño o puede ser una carga lateral única aplicada en la parte superior del pórtico.

El primer análisis debe ser un análisis elástico de primer orden y el segundo un análisis de segundo orden. La deformación obtenida por medio del análisis de segundo orden debería ser menor que ***2,5 veces*** la deformación obtenida por medio del análisis de primer orden. Si un entrepiso es mucho más flexible que el resto, la deformación relativa se debe calcular en dicho entrepiso. La carga lateral debería ser los suficientemente grande para producir deformaciones con valores de tal magnitud que puedan ser comparados con cierta precisión. En pórticos no simétricos que se deforman lateralmente bajo la única acción de las cargas gravitatorias, la carga lateral debería actuar en la dirección en que su acción aumenta la deformación lateral.

Cuando se utilice el artículo 10.13.4.2. para calcularr $\delta_s M_s$, el valor de Q obtenido para las cargas gravitatorias mayoradas no debería ser mayor que ***0,60***. Esto es equivalente a un valor $\delta_s = 2,5$. Los valores de V_{us} y Δ_o , utilizados para calcular Q, se pueden obtener a partir de cualquier conjunto supuesto real o arbitrario de cargas laterales, siempre que V_{us} y Δ_o correspondan a las mismas cargas. Si el valor de Q determinado de acuerdo con lo indicado en el artículo 10.11.4.2. es igual o menor que ***0,2***, se considera que se satisface la verificación de estabilidad del artículo 10.13.6.

Cuando $\delta_s M_s$ se determine utilizando la expresión (10-18), se debe adoptar un valor de $\delta_s \leq 2,5$. Para valores mayores de δ_s el pórtico será muy sensible a las variaciones de ***EI*** y a la rotación de las fundaciones. Si δ_s es mayor que ***2,5*** el pórtico debería ser rigidizado para reducir el valor de δ_s . El valor de $\sum P_u$ debe considerar la carga axial en todas las columnas y tabiques, incluyendo columnas que no son parte del sistema resistente a cargas laterales. El valor $\delta_s = 2,5$ es un amplificador muy grande y se ha elegido para compensar los valores conservadores obtenidos en el procedimiento del amplificador de momento.

El valor de β_d para pórticos indesplazables es la relación entre la máxima carga axial de larga duración mayorada y la máxima carga axial mayorada.

C 10.13.7. ***La resistencia de un pórtico desplazable depende de la estabilidad de las columnas y del grado de restricción proporcionado por las vigas del pórtico.*** Si se forman rótulas plásticas en las vigas, la estructura se aproxima al comportamiento de un mecanismo y su capacidad de resistir cargas axiales se reduce en forma drástica. En el artículo 10.13.7. se especifica que el Proyectista o Diseñador Estructural se debe asegurar que los elementos de rigidización a la flexión tengan la capacidad de resistir los momentos amplificados de la columnas.

C 10.15. TRANSMISIÓN DE CARGAS DE LAS COLUMNAS EN LA UNIÓN CON LAS LOSAS DE ENTREPISOS

Las prescripciones dadas en este artículo se fundamentan en la referencia 10.43. en la que se describe el efecto que produce la resistencia del hormigón del entrepiso en la resistencia de la columna. El texto de este artículo establece que en los casos en que la resistencia del hormigón de la columna ***no supere en más del 40 % el valor*** de la resistencia del hormigón del entrepiso, no es necesario adoptar precauciones especiales.

Para el caso de resistencias más altas de los hormigones de las columnas, se deben utilizar los métodos dados en los artículos 10.15.1. ó 10.15.2. para columnas de esquina o de borde, y los métodos de los artículos 10.15.1., 10.15.2. o 10.15.3. para el caso de columnas interiores con adecuada restricción en sus cuatro lados.

C 10.15.1. El procedimiento de colocación del hormigón, que se describe en el artículo 10.15.1., exige la colocación de dos hormigones diferentes en el sistema de entrepiso.

El hormigón de menor resistencia se debe colocar cuando el hormigón de mayor resistencia todavía se encuentre en estado plástico y se debe vibrar en forma adecuada para asegurar que ambos hormigones se integren completamente. Esta operación exige una cuidadosa coordinación de las entregas del hormigón y el posible empleo de aditivos retardadores de fraguado. En algunos casos, se pueden necesitar servicios adicionales de inspección en la obra cuando se emplea este procedimiento. Es importante que el hormigón de mayor resistencia en el entrepiso, en la zona que rodea a la columna, se coloque antes que el hormigón de baja resistencia en el resto del entrepiso con el fin de evitar que en forma accidental se coloque hormigón de menor resistencia en la zona de la columna. Es responsabilidad del Proyectista o Diseñador Estructural indicar en los planos donde se deben colocar los hormigones de menor y mayor resistencia.

A partir de la edición 1983 del Código ACI 318, la cantidad de hormigón de la columna que se debe colocar dentro del entrepiso, se especifica, en forma sencilla, como una extensión de ***600 mm***, desde la cara de la columna. Dado que la colocación del hormigón necesario se debe hacer in-situ, en la actualidad se ha optado por expresar los requerimientos, de una forma que resulte evidente para los operarios y encargados de la inspección de la obra. Esta nueva exigencia ubica también la interfase, o superficie de contacto entre el hormigón de la columna y el hormigón del entrepiso, en un lugar alejado de las zonas con esfuerzos de corte elevados.

C 10.15.3. Las investigaciones realizadas en Estados Unidos (ver la referencia 10.44.), han demostrado que las ***losas fuertemente cargadas*** no proporcionan tanto confinamiento como las losas cargadas en forma ligera, cuando las relaciones entre la

resistencia del hormigón de las columnas y la resistencia del hormigón de las losas ***es mayor que 2,5***, razón por la cual ***se limita la relación entre las resistencias adoptadas para el diseño***.

C 10.16. ELEMENTOS COMPUESTOS (MIXTOS) SOLICITADOS A COMPRESIÓN

C 10.16.1. Las ***columnas compuestas*** se definen en este artículo, sin hacer diferencias entre las clasificadas como columnas combinadas, columnas compuestas o columnas formadas por tubos rellenos por hormigón. Se han omitido las referencias a otros metales o materiales empleados como armadura, ya que no tienen una gran utilización en las construcciones de hormigón armado.

C 10.16.2. Las mismas reglas, que se han utilizado para calcular los diagramas de interacción carga axial-momento para secciones de hormigón armado, se pueden aplicar en las secciones compuestas. Los diagramas de interacción para los tubos rellenos con hormigón tendrían una forma similar a los indicados en las referencias 10.45. y 10.37., pero con el valor γ algo mayor que ***1,0***.

C 10.16.3. y **C 10.16.4.** El apoyo directo o la vinculación directa ***para transferir las fuerzas entre el acero y el hormigón***, se puede generar por medio de salientes, placas o barras de armadura soldadas a un perfil o tubo estructural, antes del hormigonado. No es necesario considerar el esfuerzo de compresión generado por las solicitaciones de flexión como parte de la carga de compresión directa que debe ser transmitida por medio de los apoyos mencionados anteriormente. Un revestimiento de hormigón alrededor de un perfil estructural puede rigidizarlo, pero no necesariamente incrementar su resistencia.

C 10.16.5. La expresión (10-20) proporciona valores más precisos para establecer el radio de giro, que los valores indicados en el artículo 10.11.2., los que resultan demasiado conservadores para el caso de tubos rellenos con hormigón y no son aplicables a elementos con perfiles estructurales incluidos.

En las ***columnas de hormigón armado sujetas a cargas de larga duración***, la fluencia lenta que se produce, transmite parte de la carga del hormigón al acero, lo que origina un incremento de las tensiones en el acero.

En el caso de las ***columnas ligeramente armadas***, esta transferencia de la carga puede originar que el acero comprimido alcance la tensión de fluencia en forma prematura, dando como resultado una ***disminución*** del valor del ***EI efectivo***.

Por esta razón, los términos de la expresión (10-11) correspondientes tanto al hormigón como al acero, se reducen para considerar la fluencia lenta.

La ***transferencia de la carga debida a la deformación por fluencia lenta*** no es significativa en las ***columnas muy armadas***, o en las columnas compuestas, donde los tubos o los perfiles estructurales constituyen un gran porcentaje de la sección transversal.

Por esta razón, en la actualización 1980 del Código, la expresión (10-21) se revisó con el fin de que sólo ***se redujera el valor de EI del hormigón*** debido a los efectos de la carga de larga duración.

C 10.16.6. Núcleo de hormigón confinado con acero estructural

Las ***secciones de hormigón confinadas con acero estructural*** deben tener un espesor de la pared metálica lo suficientemente grande como para soportar la tensión longitudinal de fluencia, sin llegar a que dicha pared se deforme hacia fuera por pandeo.

C 10.16.7. Armadura con forma de zuncho en espiral alrededor de un núcleo de acero estructural

El ***hormigón confinado en forma lateral por zunchos en espiral***, presenta una mayor capacidad de carga y la posibilidad de que las dimensiones necesarias del zuncho se puedan regular en función de la resistencia del hormigón fuera del zuncho, aplicando el mismo criterio que se aplica en las columnas armadas sólo con barras longitudinales. La presión radial proporcionada por el zuncho en espiral asegura la interacción entre el hormigón, las barras o alambres de armadura y el núcleo de acero, de tal manera que las barras o alambres longitudinales rigidizan y aumentan la resistencia de la sección transversal.

C 10.16.8. Estribos cerrados alrededor de un núcleo de acero estructural

El hormigón confinado en forma lateral con estribos cerrados, es posible que tenga, por lo menos a lo largo de una cara del núcleo de acero, un espesor más delgado que el resto. Por lo tanto ***no se puede suponer que existe interacción completa entre el núcleo de acero, el hormigón y la armadura longitudinal***. El hormigón se separará probablemente de las caras lisas del núcleo de acero, razón por la cual y con el fin de mantener el recubrimiento de hormigón, ***sería razonable adoptar una mayor cantidad de estribos cerrados laterales que los necesarios en las columnas comunes de hormigón armado***. Debido a la probable separación entre el núcleo de acero y el hormigón para grandes deformaciones, las barras longitudinales no serán efectivas para rigidizar la sección transversal, aunque pueden ser útiles ante tensiones de compresión de larga duración. La tensión de fluencia del núcleo de acero se debe limitar a la que existe para deformaciones menores de las que se puedan soportar, sin desprendimiento del recubrimiento de hormigón. Se ha supuesto que el hormigón comprimido en forma axial no se desprende con deformaciones menores de ***0,0018***. Por lo tanto, la tensión de fluencia con un valor de ***360 MPa*** (obtenido del producto entre ***0,0018*** y ***200000 MPa***) , ***representa un límite superior para la tensión útil máxima en el acero***. ***En este Reglamento se adoptó un valor límite de 350 MPa.***

C 10.17. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

C 10.17.1. Este artículo se refiere a la resistencia al aplastamiento P_{nb} en los apoyos de hormigón, que se expresa en términos de una ***tensión de aplastamiento promedio*** de $0{,}85\ f'_c$, sobre el área de aplastamiento (área cargada A_1), la que ha sido determinada en función de numerosos ensayos que se describen en la referencia 10.46. (ver también el artículo 15.8.).

Cuando la superficie o área de apoyo sea mayor en todos sus lados que el área cargada, el hormigón circundante confinará el área cargada, lo que producirá un aumento de la resistencia al aplastamiento del hormigón en que apoya.

A partir del efecto de confinamiento del hormigón, la resistencia al aplastamiento se puede incrementar en el valor de la relación $\sqrt{A_2 / A_1}$ pero nunca mayor de ***2***, siendo $\sqrt{A_2 / A_1}$ una medida del efecto de confinamiento del hormigón circundante.

Para el caso habitual en que la superficie del hormigón en que se apoya el elemento, sea considerablemente mayor que el área cargada ($\sqrt{A_2 / A_1} > 2$), la tensión de aplastamiento admisible puede adoptarse como $2\,(0{,}85\ f'_c)$.

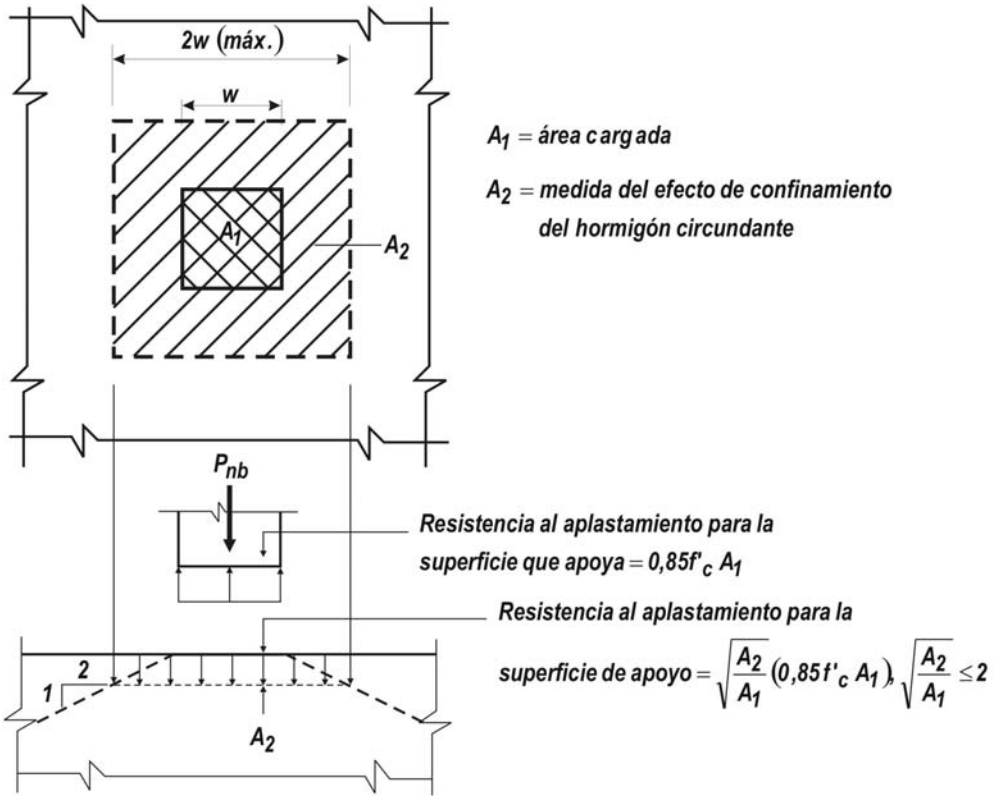


Figura C 10.17.1. Resistencia nominal al aplastamiento del hormigón.

En este artículo del Reglamento no se establece una altura mínima para los elementos de apoyo, la que debe estar sujeta a las prescripciones para corte, dadas en el artículo 11.12.

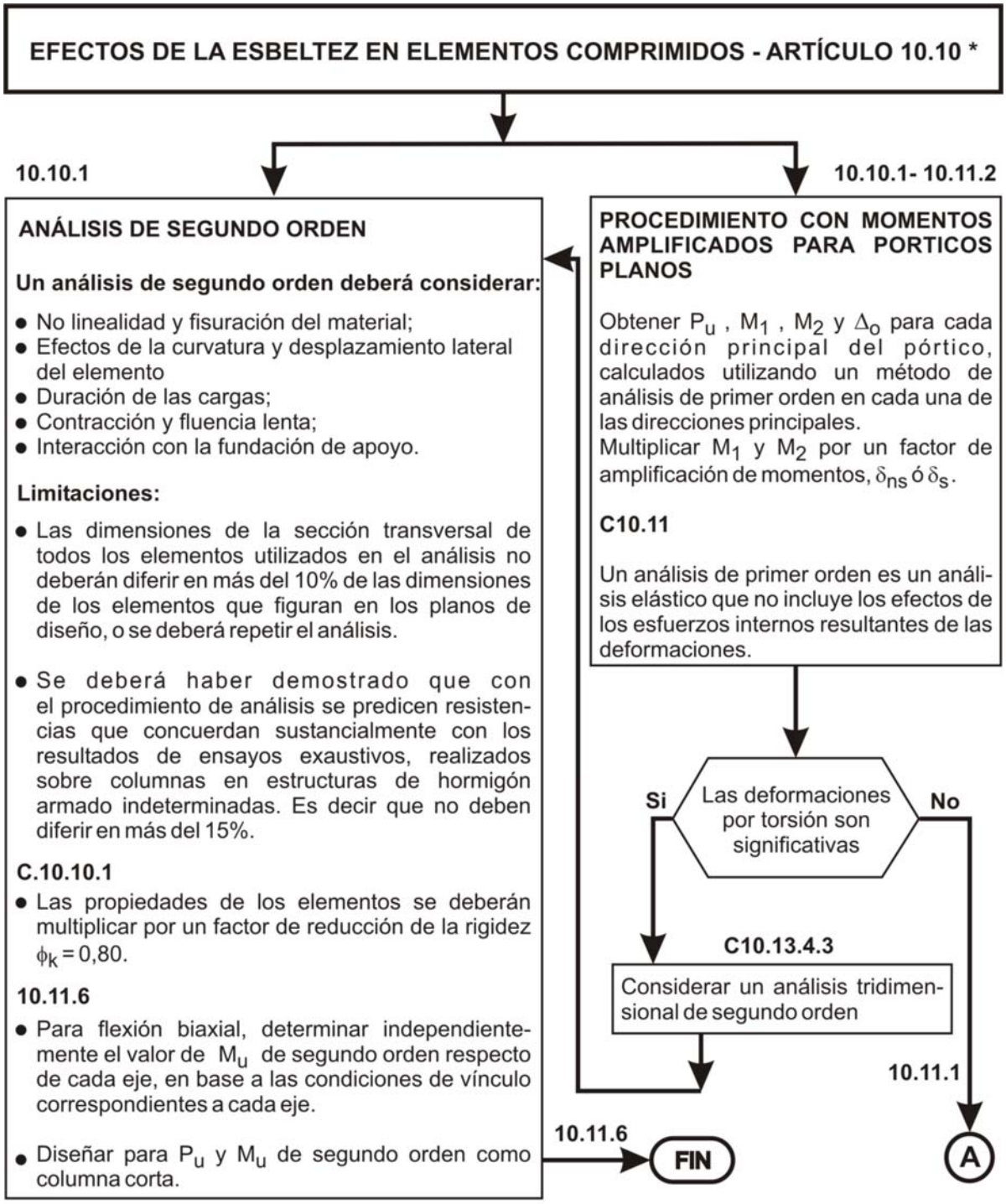
Cuando la parte superior del apoyo esté inclinada o escalonada, se pueden obtener ventajas del hecho de que el elemento de apoyo es mayor que el área cargada, siempre que entre ambos no se forme un ángulo demasiado grande. La Figura C 10.17.1. muestra la aplicación de la pirámide truncada utilizada para obtener el valor de A_2 . La pirámide no se debe confundir con la trayectoria en la que se distribuye dentro del elemento de apoyo, la carga que se introduce a través del área de apoyo. Dicha trayectoria de carga tendría lados más inclinados. Sin embargo, la pirámide descripta tiene poca pendiente en las caras laterales planas, para asegurar que existe hormigón rodeando inmediatamente la zona de altas tensiones en el área de apoyo.

El valor de A_1 constituye el área cargada, pero no debería ser mayor que la placa de apoyo o que el área de la sección transversal de apoyo.

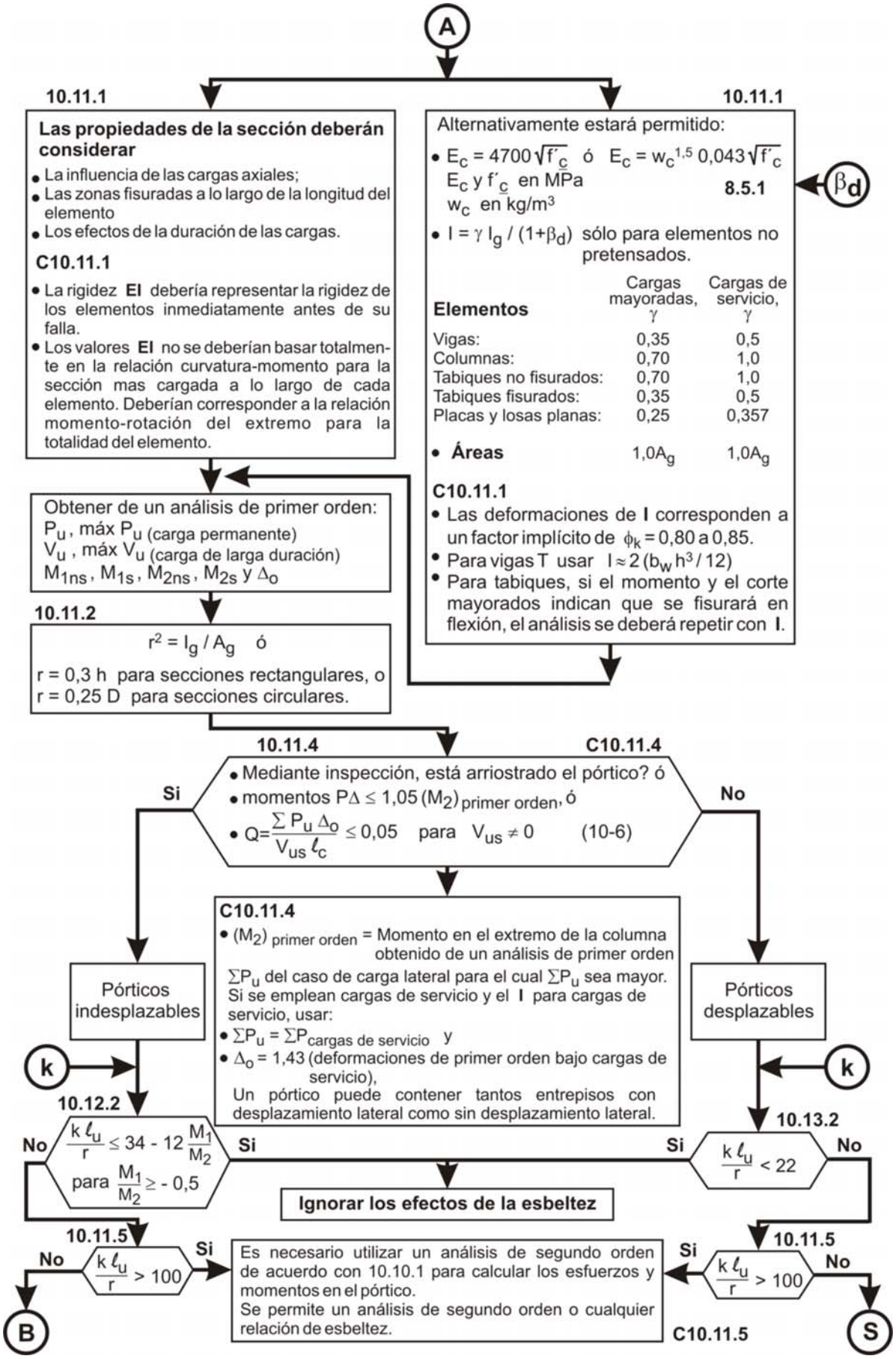
C 10.17.2. Los anclajes de postesado, por lo general, se deben reforzar en forma lateral de acuerdo con el artículo 18.13.

EFECTOS DE LA ESBELTEZ EN ELEMENTOS COMPRIMIDOS

DIAGRAMAS DE FLUJO – ARTÍCULO 10.10



* *Adaptado de la publicación "Slenderness Effects in Compression - Flow Charts for ACI 318-95" - Autor: Domingo J. Carreira (Concrete International - November 1998)*


A
10.11.1
Las propiedades de la sección deberán considerar
• La influencia de las cargas axiales;
• Las zonas fisuradas a lo largo de la longitud del elemento
• Los efectos de la duración de las cargas.
C10.11.1
• La rigidez EI debería representar la rigidez de los elementos inmediatamente antes de su falla.
• Los valores EI no se deberían basar totalmente en la relación curvatura-momento para la sección mas cargada a lo largo de cada elemento. Deberían corresponder a la relación momento-rotación del extremo para la totalidad del elemento.
10.11.1
Alternativamente estará permitido:
• Ec = 4700 √f'c ó Ec = wc^1,5 0,043 √f'c
Ec y f'c en MPa
wc en kg/m3
8.5.1
βd
• I = γ Ig / (1+βd) sólo para elementos no pretensados.
Elementos | Cargas mayoradas, γ | Cargas de servicio, γ
Vigas: 0,35 0,5
Columnas: 0,70 1,0
Tabiques no fisurados: 0,70 1,0
Tabiques fisurados: 0,35 0,5
Placas y losas planas: 0,25 0,357
• Áreas 1,0Ag 1,0Ag
C10.11.1
• Las deformaciones de I corresponden a un factor implícito de φk = 0,80 a 0,85.
• Para vigas T usar I ≈ 2 (bw h3 / 12)
• Para tabiques, si el momento y el corte mayorados indican que se fisurará en flexión, el análisis se deberá repetir con I.
Obtener de un análisis de primer orden:
Pu , máx Pu (carga permanente)
Vu , máx Vu (carga de larga duración)
M1ns , M1s , M2ns , M2s y Δo
10.11.2
r2 = Ig / Ag ó
r = 0,3 h para secciones rectangulares, o
r = 0,25 D para secciones circulares.
10.11.4
C10.11.4
• Mediante inspección, está arriostrado el pórtico? ó
• momentos PΔ ≤ 1,05 (M2) primer orden, ó
• Q = Σ Pu Δo / (Vus ℓc) ≤ 0,05 para Vus ≠ 0 (10-6)
Si
No
C10.11.4
• (M2) primer orden = Momento en el extremo de la columna obtenido de un análisis de primer orden
ΣPu del caso de carga lateral para el cual ΣPu sea mayor.
Si se emplean cargas de servicio y el I para cargas de servicio, usar:
• ΣPu = ΣPcargas de servicio y
• Δo = 1,43 (deformaciones de primer orden bajo cargas de servicio),
Un pórtico puede contener tantos entrepisos con desplazamiento lateral como sin desplazamiento lateral.
Pórticos indesplazables
Pórticos desplazables
k
k
10.12.2
k ℓu / r ≤ 34 - 12 M1/M2
para M1/M2 ≥ - 0,5
No
Si
Si
10.13.2
k ℓu / r < 22
No
Ignorar los efectos de la esbeltez
10.11.5
k ℓu / r > 100
No
Si
Es necesario utilizar un análisis de segundo orden de acuerdo con 10.10.1 para calcular los esfuerzos y momentos en el pórtico.
Se permite un análisis de segundo orden o cualquier relación de esbeltez.
Si
10.11.5
k ℓu / r > 100
No
C10.11.5
B
S

B

$M_c = \delta_{ns} M_2$ (10-8)

10.12.3

donde:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \dfrac{P_u}{0{,}75\, P_c}} \geq 1{,}0 \qquad (10\text{-}9)$$

P_c

y $M_2 \geq P_u\,(15 + 0{,}03\,h)$, (10-14)

respecto de cada eje individualmente (15 y h en mm)

10.12.3.2

Para elementos sin carga transversal entre apoyos:

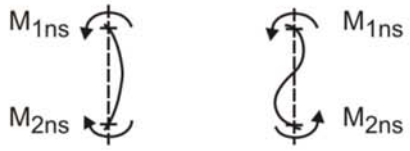
10.12.3.1

$$C_m = 0{,}6 + 0{,}4\,\frac{M_{1ns}}{M_{2ns}} \geq 0{,}4 \qquad (10\text{-}13)$$

Utilizar M_{2ns} en la Exp. (10-13) del análisis estructural como el mayor momento que ocurre en cualquier punto del elemento, aún si se aplica $P_u\,(15 + 0{,}03\,h)$.

10.12.3.2

Signo de $\dfrac{M_{1ns}}{M_{2ns}}$



Curvatura simple $\dfrac{M_{1ns}}{M_{2ns}}$ es positivo

Curvatura doble $\dfrac{M_{1ns}}{M_{2ns}}$ es negativo

Para elementos con carga transversal entre apoyos:

$C_m = 1{,}0$

Amplificar el mayor momento a lo largo de la longitud del elemento aplicando δ_{ns}.

Diseñar para P_u y el momento amplificado M_c como una columna corta con respecto a cada eje.

Para flexión biaxial, los momentos con respecto a cada eje se deberán amplificar independientemente, en base a las condiciones de vínculo correspondientes a cada eje.

10.11.6

FIN

Definir β_d

10.0

Pórticos indesplazables

10.11.1

$$\beta_d = \frac{\text{máx}(P_u)_{\text{carga permanente}}}{(P_u)_{\text{carga permanente}}}$$

Pórticos desplazables

Excepto para verificar la estabilidad de acuerdo con 10.13.6,

C10.13.4.1

$\beta_d = 0$ para cargas sísmicas y de viento

10.11.1

$$\beta_d = \frac{\text{máx}(V_u)_{\text{carga de larga duración}}}{(V_u)_{\text{total}}}$$

C10.13.6

Para verificar la estabilidad de acuerdo con 10.13.6 en cada piso,

$$\beta_d = \text{máx}\,\frac{(P_u)_{\text{carga de larga duración}}}{\Sigma(P_u)_{\text{carga total}}}$$

β_d

Definir P_c

10.12.3

Determinar P_c con respecto a cada eje independientemente.

k

$$P_c = \frac{\pi^2\, EI}{(k\,\ell_u)^2} \qquad (10\text{-}10)$$

EI se deberá adoptar como

β_d

$$EI = \frac{0{,}2\,E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \qquad (10\text{-}11)$$

o bien

$$EI = \frac{0{,}4\,E_c I_g}{1 + \beta_d} \qquad (10\text{-}12)$$

o bien para $\beta_d = 0{,}6$

$$EI = 0{,}25\,E_c I_g \qquad (F)$$

P_c

S

Para todos los casos de carga que involucran cargas laterales

10.13.3 $M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$ (10-15)

$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$ (10-16)

10.13.4 $\delta_s M_s$ se deberá calcular de acuerdo con una de las tres alternativas siguientes, con $k > 1,0$ y $\delta_s \geq 1,0$:

10.13.4.1 1. Los momentos amplificados de los extremos de las columnas $\delta_s M_s$ de un análisis de segundo orden en base a las rigideces dadas en 10.11.1.

C10.13.4.1

Las deformaciones deben ser representativas del estado inmediatamente anterior a la carga última, o bien

10.13.4.2 2. De un análisis elástico de primer orden

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s \qquad (10\text{-}17)$$

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us}\, \ell_c} \qquad (10\text{-}6)$$

con $1,0 \leq \delta_s \leq 1,5$

C10.13.4.2

Para deformaciones laterales Δ_{SL}, calculadas a partir de cargas gravitatorias de servicio, ΣP_{SL} y los momentos de inercia bajo cargas de servicio dados en 10.11.1, se obtiene:

$$Q = \frac{1,2\Sigma P_{SL}\, 1,43\Delta_{SL}}{V_{SL}\, \ell_c}$$

Si $\delta_s > 1,5$, $\delta_s M_s$ se deberá calcular utilizando 10.13.4.1 ó 10.13.4.3.

o bien

10.13.4.3 3. De un análisis elástico de primer orden

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \dfrac{\Sigma P_u}{0,75\, \Sigma P_c}} \geq M_s \qquad (10\text{-}18)$$

P_c

ΣP_u = Sumatoria de todas la carga verticales mayoradas en un piso

ΣP_c = Sumatoria de las cargas críticas de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral de un piso.

SD

10.13.6

Investigación de la resistencia y estabilidad de la estructura en su conjunto bajo cargas gravitatorias mayoradas

(a) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula a partir de 10.13.4.1, mediante un análisis de segundo orden, la estructura se debería analizar dos veces para el caso de cargas gravitatorias mayoradas (carga permanente y sobrecargas, mayoradas) más una carga lateral mayorada aplicada a la estructura. Entonces:

$$\frac{\text{Deformaciones laterales de segundo orden}}{\text{Deformaciones laterales de primer orden}} \leq 2,5$$

(b) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula de acuerdo con 10.13.4.2, el valor de Q determinado utilizando ΣP_u (las cargas permanentes y las sobrecargas mayoradas) no deberá ser mayor que 0,60.

C10.13.6

- Los valores de V_u y Δ_o utilizados para calcular Q corresponden a la misma carga lateral
- $Q = 0,60$ es equivalente a $\delta_s = 2,5$.
- Si $Q \leq 0,2$ según lo calculado en 10.11.4.2, se satisface la verificación de la estabilidad (Exp. 10-6)

(c) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula a partir de 10.13.4.3 mediante un análisis de primer orden, δ_s se determina utilizando ΣP_u y ΣP_c correspondientes a la carga permanente y a las sobrecargas mayoradas, y la verificación de la estabilidad se satisface si:

$$0 < \delta_s \leq 2,5$$

Si $\delta_s > 2,5$, el pórtico se debe rigidizar para disminuir δ_s ya que $\delta_s > 2,5$ es un factor de amplificación demasiado elevado.

En los casos (a), (b) y (c) mencionados, para cada entrepiso

$$\beta_d = \text{máx}\ \frac{\Sigma(P_u)_{\text{carga de larga duración}}}{\Sigma(P_u)_{\text{carga total}}} = \text{máx}\ \frac{\Sigma(1,4P_D)}{\Sigma(1,4P_D) + 1,7P_L)}$$

C10.13.6

- La carga lateral aplicada a la estructura puede ser la carga lateral en el diseño o puede ser una carga lateral única aplicada en la parte superior del pórtico.
- Si un entrepiso es mas flexible que los demás, en dicho entrepiso se deberá calcular la deformación relativa.

Definir k

C10.12.1

Definir Ψ_A y Ψ_B para cada elemento,

$$\Psi = \frac{\Sigma \frac{EI}{\ell_c}\text{, columnas}}{\Sigma \frac{EI}{\ell}\text{, vigas}}$$

C10.12.1

Las rigideces se pueden calcular en base a

$I = 0{,}35\ I_g$ para elementos flexionados

$I = 0{,}70\ I_g$ para elementos comprimidos

Pórtico indesplazable

Si

10.12.1

- $k = 1{,}0$ ó

Determinar k a partir de:

- Gráfico de la Figura C10.12.1.a, o
- El menor valor de:

$k = 0{,}7 + 0{,}05\ (\Psi_A + \Psi_B) \leq 1{,}0$ (A)

$k = 0{,}85 + 0{,}05\ \Psi_{mín} \leq 1{,}0$ (B)

siendo:

$\Psi_{mín}$ = menor valor entre Ψ_A ó Ψ_B

k

No

10.13.1

Determinar k a partir de:

- Gráfico de la Figura C10.12.1.b, o para
- Elementos restringidos en ambos extremos:

Para $\Psi_m < 2{,}0$; $k = \frac{20 - \Psi_m}{20}\sqrt{1 + \Psi_m}$ (C)

Para $\Psi_m \geq 2{,}0$; $k = 0{,}9\sqrt{1 + \Psi_m}$ (D)

Ψ_m promedio de los valores de Ψ en los dos extremos del elemento comprimido

- Elementos restringidos en un solo extremo:

$k = 2{,}0 + 0{,}3\ \Psi$ (E)

siendo Ψ el valor en el extremo restringido

k

SD

10.13.5

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}} \quad \textbf{(10-19)}$$

Si

Diseñar el elemento comprimido original como una columna corta sin desplazamiento lateral para P_u y M_c en cada dirección. De 10.12.3. se obtiene:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \qquad (10\text{-}8)$$

P_c calculado suponiendo $k \leq 1{,}0$ y β_d según lo definido para la condición de carga considerada.

C10.13.5 **B**

S **C10.13.(3)**

No

10.13.3

Diseñar para P_u, M_1 y M_2 según lo definido por las expresiones (10-15) y (10-16) como una columna corta en cada dirección.

$\delta_s M_{1s}$ y $\delta_s M_{2s}$ se deberán calcular de acuerdo con 10.13.4.

10.11.6 - Para flexión biaxial, el momento respecto de cada eje debe ser amplificado en forma separada, sobre la base de las condiciones de restricción correspondientes a dicho eje.

10.13.7 - Los elementos solicitados a flexión se deben diseñar para la totalidad de los momentos amplificados de los elementos comprimidos que concurren al nudo.

FIN

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 11.

CORTE Y TORSIÓN

Este Capítulo incluye las ***prescripciones para el dimensionamiento a corte y torsión, tanto para los elementos de hormigón armado como de hormigón pretensado***.

El concepto de ***corte por fricción***, desarrollado en el artículo 11.7., se aplica en forma particular a la determinación de los detalles de armadura en las estructuras prefabricadas.

Este Capítulo incluye además disposiciones especiales para ***vigas de gran altura***, (artículo 11.8), ***ménsulas cortas*** (artículo 11.9), ***tabiques*** (artículo 11.10) y disposiciones para el tratamiento del ***corte en losas y zapatas*** (artículo 11.12.).

C 11.0. SIMBOLOGÍA

a) Aclaraciones con respecto a la Simbología

a.1.) Aclaraciones con respecto a b_w , d y N_u

b_w los ensayos descriptos en la referencia 11.1. han demostrado que la tensión de corte promedio sobre la ***sección efectiva total*** se debe aplicar también a las ***secciones circulares***. Se recomienda consultar la definición especial de ***d*** para tales secciones.

d aunque el valor de ***d*** puede variar a lo largo de la luz de una viga pretensada, los estudios descriptos en la referencia 11.2. han demostrado que, para los elementos de hormigón pretensado, ***el valor de d se puede adoptar como*** $d \geq 0{,}8\ h$.

N_u se debe interpretar como la carga axial de diseño para el estado límite último.

a.2) Aclaraciones con respecto a V_c , V_{ci} y V_s

Cuando en este artículo se expresa que:

V_c es la resistencia nominal al corte ***proporcionada por el hormigón***, en N.

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

V_s es la resistencia nominal al corte ***proporcionada por la armadura de corte***, en N.

se trata de una aproximación muy general que realiza el Código ACI 318 y otras publicaciones internacionales al asignarle estas resistencias a determinado material, ya se trate del hormigón o del acero.

En el libro ***Estructuras de Concreto Reforzado*** de R. Park y T Paulay, Noriega-Limusa, 6° reimpresión de la 1° edición, página 305, luego de explicar los mecanismos por los que una viga toma esfuerzos de corte, dice*:"(..) el cortante total* V_u *está parcialmente resistido por el* ***mecanismo de armadura*** V_s *(que está formado por la armadura longitudinal, la del alma, las bielas comprimidas de hormigón en el alma y el cordón comprimido de hormigón y no sólo por la* ***armadura de corte****) y parcialmente,* ***por el mecanismo descripto antes de viga o arco*** V_c *(que está integrado por el hormigón y la armadura longitudinal y no sólo por el* ***hormigon****)"*. De modo que, en realidad ambos materiales, el hormigón y el acero, participan en V_c y V_s .

b) Unidades:

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA)

C 11.1. RESISTENCIA AL CORTE

La ***resistencia al corte*** se determina en base a una ***tensión de corte promedio sobre toda la sección transversal efectiva*** b_w ***d***. En un ***elemento sin armadura de corte*** se considera que el corte es resistido por el alma de hormigón. En un ***elemento con armadura de corte*** se considera que parte del corte lo resiste el hormigón, y el resto la armadura de corte.

La resistencia al corte proporcionada por el hormigón, V_c ***, se supone igual tanto para vigas con armadura de corte como sin ella***, y su valor se debe adoptar igual al valor del esfuerzo de corte que provoca una ***significativa fisuración inclinada***. Estas hipótesis se analizan en las referencias 11.1., 11.2. y 11.3.

El ***Apéndice A*** permite la utilización de ***modelos de bielas*** para la determinación del corte en regiones perturbadas. Los procedimientos tradicionales de diseño a corte, que ignoran las ***regiones D***, (ver el Apéndice A), se admiten en tramos de corte que incluyen ***regiones B***.

C 11.1.1.1. Las ***aberturas en el alma de un elemento*** pueden reducir su resistencia al corte. Los efectos de estas aberturas se analizan en el artículo 4.7. de la referencia 11.1. y en las referencias 11.4. y 11.5.

C 11.1.1.2. En un ***elemento de altura variable***, el corte interno en cualquier sección ***aumenta o disminuye*** por la componente vertical de las tensiones inclinadas de flexión. Los métodos de cálculo se describen en la referencia 11.6.

C 11.1.2. Debido a la falta de resultados de ensayos y de experiencia práctica con ***hormigones de resistencias a la compresión mayores que 70 MPa***, la edición 1989 del Código ACI 318 imponía un valor máximo de ***8,3 MPa*** para $\sqrt{f'_c}$ a utilizar en la determinación de la resistencia al corte de ***vigas, losas nervuradas y losas de hormigón***.

La mencionada edición del Código permitía excepciones a este límite para aquellas vigas y losas nervuradas en las cuales la armadura transversal satisfacía un valor incrementado para la mínima cantidad de armadura del alma. Actualmente se dispone de datos de ensayos muy limitados sobre la resistencia al corte de losas de alta resistencia, armadas en dos direcciones. Hasta tanto se disponga de una mayor experiencia en el caso de las losas armadas en dos direcciones, construidas con hormigones con una resistencia a la compresión mayor que ***70 MPa***, resulta conveniente y prudente limitar el valor de $\sqrt{f'_c}$ a ***8,3 MPa*** para la determinación de la resistencia al corte.

C 11.1.2.1. En base a los resultados de ensayos publicados en las referencias 11.7., 11.8., 11.9., 11.10. y 11.11., se considera necesario ***incrementar la mínima cantidad de armadura transversal para el hormigón de alta resistencia***.

Estos ensayos indicaron ***una reducción de la resistencia al corte de reserva a medida que el valor de f'_c aumentaba en vigas armadas*** con la cantidad mínima de armadura transversal especificada, equivalente a una ***tensión de corte efectiva*** de ***0,35 MPa***.

La edición 1989 del Código ACI 318 introdujo un requisito que exigía un aumento de la mínima cantidad de armadura transversal para resistencias del hormigón comprendidas entre ***70 MPa*** y ***100 MPa***. Este requisito, que originaba un brusco aumento de la mínima cantidad de armadura transversal al alcanzar una resistencia a la compresión de ***70 MPa,*** ha sido ***reemplazado por un incremento gradual del valor de A_v mínimo a medida que aumenta el valor de f'_c*** , de acuerdo con la expresión (11-13).

C 11.1.3.1. La ***fisura inclinada más cercana al apoyo de la viga***, en la Figura 11.1.3.a), de este Reglamento, se extiende hacia arriba desde la cara del apoyo y alcanza la zona de compresión a una distancia aproximadamente igual a ***d*** desde la cara del apoyo. Si se aplican ***cargas en la parte superior de la viga***, los estribos que atraviesan esta fisura estarán solicitados por cargas que actúan como se muestra en el diagrama de cuerpo libre de la parte inferior de la Figura 11.1.3 a). Las ***cargas aplicadas sobre la viga***, entre la cara de la columna y el punto ubicado a una distancia ***d*** desde la cara, se transfieren directamente al apoyo por compresión en el alma arriba de la fisura. Por lo tanto, en estos casos este Reglamento ***permite el diseño para el esfuerzo máximo de corte mayorado V_u,*** correspondiente a una ***distancia d*** del apoyo, para ***elementos no pretensados***, y a una ***distancia h/2*** para ***elementos pretensados***.

Con respecto a este tema se deben resaltar dos aspectos:

1) ***se requieren estribos a través de la fisura potencial, determinados para el corte existente a una distancia d desde el apoyo,***

2) ***existe una fuerza de tracción en la armadura longitudinal, en la cara del apoyo.***

En la Figura 11.1.3.b) se ilustra la acción de las cargas que actúan cerca de la cara inferior de la viga (fondo de viga). En este caso la ***sección crítica se debe considerar en la cara del apoyo***. Las ***cargas que actúan cerca del apoyo*** se deben transferir a través de la fisura inclinada que se prolonga hacia arriba a partir de la cara del apoyo. El ***esfuerzo de corte que actúa en la sección crítica***, debe incluir todas las cargas aplicadas por debajo de la fisura inclinada potencial.

Las ***condiciones típicas de apoyo*** en las que se puede utilizar un esfuerzo de corte a una distancia ***d*** del apoyo, incluyen:

1) ***elementos apoyados sobre apoyos directos***, como por ejemplo, el que se ilustra en la Figura 11.1.3.c), de este Reglamento reproducida a continuación como Figura C 11.1.3.c).

2) ***elementos aporticados, en forma monolítica, con otro elemento***, como por ejemplo el que se ilustra en la Figura 11.1.3.d) de este Reglamento reproducida a continuación como Figura C 11.1.3.d).

Las ***condiciones de apoyo*** en las cuales ***no se debe aplicar*** esta disposición incluyen:

1) ***elementos aporticados por un elemento en tracción*** como el que se ilustra en la Figura C 11.1.3.e.), en los cuales la sección crítica para el corte se debe considerar en la cara del apoyo. Además se debe investigar el corte dentro del nudo y se debe proporcionar armadura especial en las esquinas.

2) ***elementos en los cuales las cargas no están aplicadas en, o cerca de, la cara superior del elemento***. Esta es la condición a la que hace referencia la Figura 11.1.3.b). En estos casos la sección crítica se debe considerar en la cara del apoyo.

   Las ***cargas que actúan cerca del apoyo*** se deben transmitir a través de una fisura inclinada que ascienda desde la cara del apoyo.

   El ***esfuerzo de corte*** actuante en la ***sección crítica*** debe incluir todas las cargas aplicadas por debajo de la fisura inclinada potencial.

3) ***elementos cargados de manera tal que el corte***, en las secciones ubicada entre el apoyo y una distancia ***d*** , difiere en forma sustancial, del corte a una distancia ***d***.

   Este caso se presenta habitualmente en las ***ménsulas*** y en las ***vigas*** en las cuales se ubica una ***carga concentrada cerca del apoyo***, como se ilustra en la Figura C 11.1.3.f) o en zapatas apoyadas sobre pilotes.

   En este tipo de elementos se debe utilizar el corte en la cara del apoyo.

C 11.1.3.2. Dado que el valor ***d*** varía en forma frecuente en los ***elementos pretensados***, la ***ubicación de la sección crítica se ha adoptado en forma arbitraria igual a una distancia h/2 desde la cara del apoyo.***

C 11.2. HORMIGÓN LIVIANO

Este Reglamento presenta dos procedimientos alternativos para modificar las prescripciones dadas con respecto a corte y torsión cuando se utilizan hormigones con agregados livianos.

Estas modificaciones se deben aplicar únicamente a las expresiones del Capítulo 11 que contienen el término $\sqrt{f'_c}$.

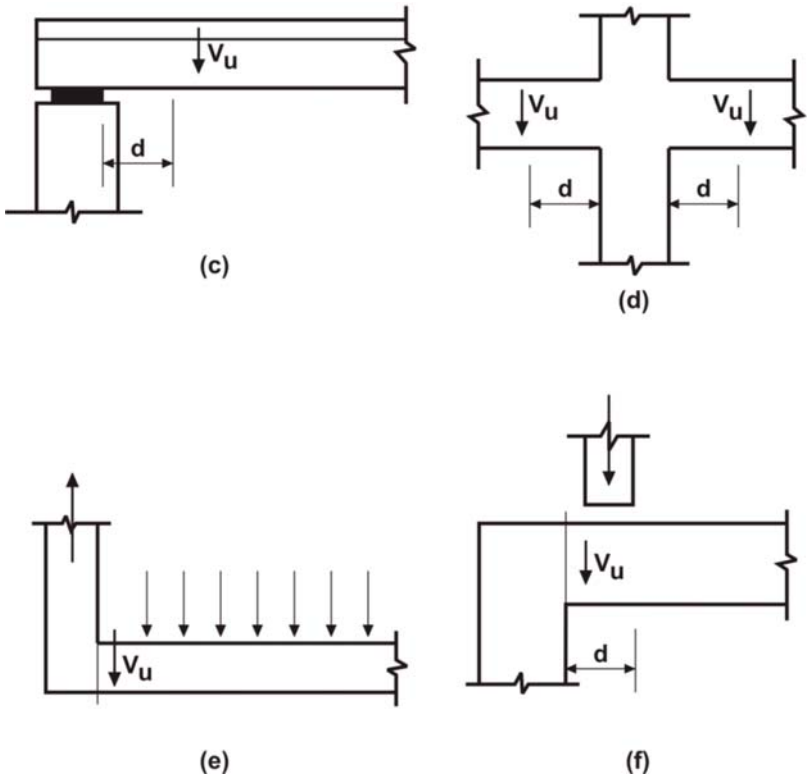


Figura C 11.1.3. (c,d,e,f). Condiciones típicas de apoyo donde se muestra la ubicación del esfuerzo de corte mayorado V_u .

C 11.2.1.1. La primera alternativa se fundamenta en ensayos de laboratorio para determinar la relación entre la resistencia a tracción por compresión diametral f_{ct} **,** y la resistencia a la compresión f'_c del hormigón liviano que se está utilizando.

Para hormigón de densidad normal la ***resistencia a la tracción por compresión diametral,*** f_{ct} , es aproximadamente igual a $\frac{\sqrt{f'_c}}{1,8}$ (ver las referencias 11.10. y 11.11.).

C 11.2.1.2. La segunda alternativa se fundamenta en la suposición de que la resistencia a tracción del hormigón liviano es una fracción fija de la resistencia a tracción del hormigón de densidad normal (ver la referencia 11.12.). Los factores dados en este artículo del Reglamento se han obtenido a partir de datos de ensayos internacionales (ver la referencia 11.13.) sobre numerosos tipos de hormigón estructural con agregados livianos.

C 11.3. RESISTENCIA AL CORTE PROPORCIONADA POR EL HORMIGÓN EN LOS ELEMENTOS NO PRETENSADOS

Se recomienda leer el Comentario al artículo 11.4. que aunque hace referencia a los elementos pretensados, plantea la problemática del corte en vigas.

C 11.3.1.1. Ver el Comentario al artículo 11.3.2.1.

C 11.3.1.2 y **C 11.3.1.3.** Ver el Comentario al artículo 11.3.2.2.

C 11.3.2.1. La expresión (11-5) es la ***expresión básica para la determinación de la resistencia al corte de elementos sin armadura de corte*** (ver la referencia 11.3.).

Los Proyectistas o Diseñadores Estructurales deben tener en cuenta que las tres variables de la expresión (11-5):

- $\sqrt{f'_c}$ como una medida de la resistencia a tracción del hormigón.
- ρ_w , y
- $\dfrac{V_u \; d}{M_u}$

afectan la resistencia al corte, aunque algunas investigaciones, como las desarrolladas en las referencias 11.1. y 11.14., indican que la expresión (11-5) ***sobreestima la influencia*** de f'_c y ***subestima la influencia*** de ρ_w y $\dfrac{V_u \; d}{M_u}$. Información adicional, como la desarrollada en la referencia 11.15., indica que la ***resistencia al corte disminuye a medida que aumenta la altura total del elemento***.

El valor mínimo de M_u igual a $V_u \; d$ en la expresión (11-5) tiene por finalidad ***limitar el valor*** de V_c ***cerca de los puntos de inflexión***.

Para la mayoría de los diseños, es conveniente suponer que el segundo término de la expresión (11-5) es igual a $0{,}02\sqrt{f'_c}$ y utilizar un valor de $V_c = \dfrac{1}{6}\sqrt{f'_c}\;\; b\, d$ de acuerdo con lo que permite este Reglamento en el artículo 11.3.1.1.

C 11.3.2.2. Las expresiones (11-6) y (11-7), para los elementos solicitados a ***compresión axial*** además de corte y flexión, se han extraído de la referencia 11.3. A medida que el valor de N_u aumenta, el valor de V_c , determinado por medio de las expresiones (11-5) y (11-6), excederá el límite superior dado por la expresión (11-7) antes que el valor de M_m dado por la expresión (11-6) alcance a ser negativo. El valor V_c obtenido de la expresión (11-5) no tiene ningún significado físico si se utiliza un valor negativo de M_m . Para esta condición se deben aplicar las expresiones (11-7) u (11-14) para determinar el valor de V_c . Los ***valores de*** V_c para los ***elementos sujetos a corte y a carga axial*** se ilustran en

la Figura C 11.3.2.2. En la referencia 11.2. se detallan los antecedentes de las expresiones mencionadas en este Comentario y se realizan comparaciones con los datos de ensayos.

Debido a la complejidad de las expresiones (11-5) y (11-6) se permite utilizar la expresión (11-4) como una disposición alternativa de diseño.

C 11.3.2.3. La expresión (11-8) se puede utilizar para determinar el valor de V_c en elementos solicitados por una tracción axial ***significativa***. La armadura de corte se puede determinar entonces con la expresión $V_n - V_c$. El término ***significativo*** se utiliza para señalar que este Reglamento deja a criterio del proyectista o diseñador estructural, ***decidir cuando la tracción axial debe ser considerada***. A menudo se originan valores pequeños de tracción axial debido a los cambios volumétricos, que no son significativos en estructuras con juntas de dilatación adecuadas y con armadura mínima. Cuando exista ***incertidumbre sobre la magnitud de la tracción axial*** y esta pudiera alcanzar ***valores significativos*** se recomienda determinar la armadura de corte para que absorba el ***corte total***.

C 11.3.3. Los ensayos de corte realizados sobre ***elementos con secciones circulares*** indican que el ***área efectiva se puede adoptar igual al área total (bruta) de la sección o como un área rectangular equivalente***. Ver las referencias 11.1., 11.16. y 11.17.

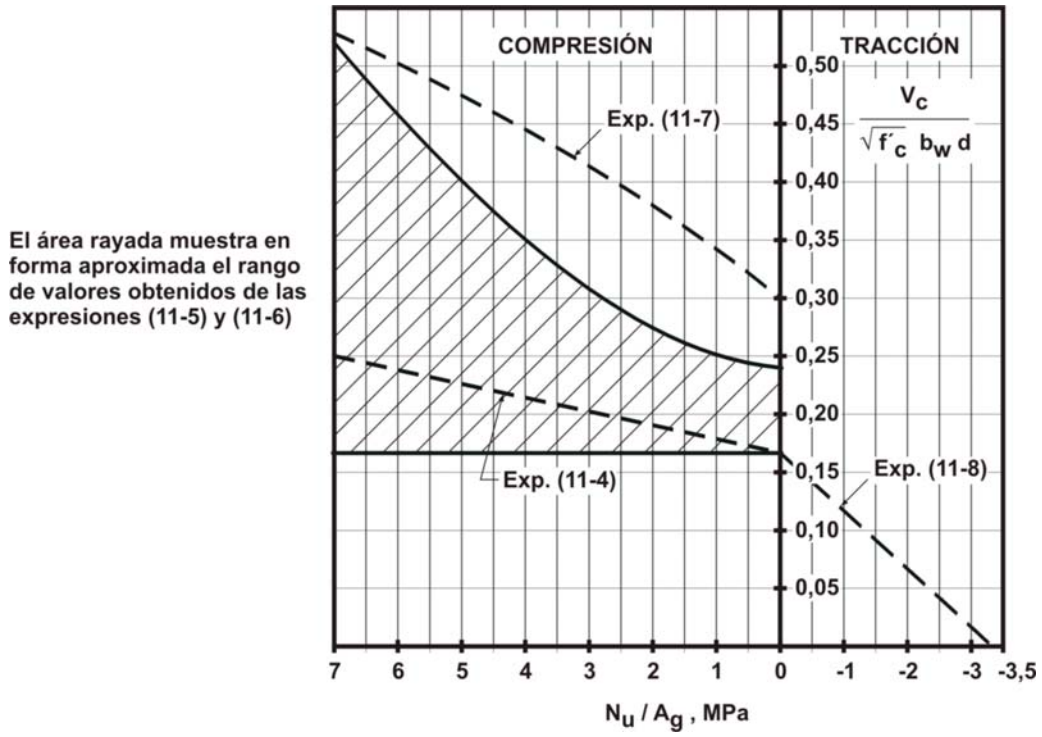


Figura C 11.3.2.2. Comparación de las expresiones para determinar la resistencia al corte de elementos sujetos a carga axial.

C 11.4. RESISTENCIA AL CORTE PROPORCIONADA POR EL HORMIGÓN EN LOS ELEMENTOS PRETENSADOS

C 11.4.2. La expresión (11-9) ofrece un ***método simplificado para la determinación*** de V_u en las ***vigas de hormigón pretensado***. Ver la referencia 11.2. Esta expresión se puede ***aplicar tanto a vigas que tengan una armadura pretensada únicamente***, como a ***elementos armados con una combinación de armadura pretensada y barras conformadas no tesas***. La expresión (11-9) se aplica más a ***elementos solicitados por carga uniforme*** y puede dar resultados conservadores cuando se aplica a vigas compuestas para puentes.

Cuando la expresión (11-9) se aplica a ***elementos simplemente apoyados solicitados por cargas uniformes***, el valor de $V_u \; d_p / M_u$ se puede expresar de la siguiente forma:

$$\frac{V_u \; d_p}{M_u} = \frac{d\,(\ell - 2\,x)}{x\,(\ell - x)}$$

siendo:

- ℓ la longitud o luz del tramo.
- x la distancia desde la sección considerada hasta el apoyo.

Para un hormigón con $f'_c = 35$ ***MPa***, el valor de V_c de acuerdo con el artículo 11.4.2., demuestra una variación como la que ilustra en la Figura 11.4.2. Las ayudas de cálculo basadas en esta expresión se desarrollan en la referencia 11.18.

C 11.4.3. En las ***vigas de hormigón se producen dos tipos de fisuración inclinada***:

- fisuración por corte en el alma,
- fisuración de corte por flexión.

Ambos tipos de fisuración se ilustran en la Figura 11.4.3. de este Reglamento.

La ***fisuración por corte en el alma*** comienza desde un punto interior de un elemento cuando las ***tensiones principales de tracción exceden la resistencia a tracción del hormigón***. La ***fisuración de corte por flexión*** se inicia por una fisuración por flexión, situación en la que ***se incrementan las tensiones de tracción en el hormigón ubicado arriba de la fisura***. La ***fisura de corte por flexión*** se desarrolla cuando las tensiones combinadas de corte y de tracción superan la ***resistencia a tracción del hormigón***.

Las expresiones (11-10) y (11-12) se pueden utilizar para determinar los esfuerzos de corte que originan la ***fisuración de corte por flexión*** y la ***fisuración por corte en el alma***, respectivamente. La ***resistencia al corte proporcionada por el hormigón***, V_c , se

considera igual al menor valor entre V_{ci} y V_{cw}. En la referencia 11.19. se desarrollan los antecedentes y las hipótesis en las que se fundamentan las expresiones (11-10) y (11-12).

Para obtener la expresión (11-10) se supuso que el valor de V_{ci} es igual a la ***suma*** del ***corte requerido para originar una fisura por flexión en el punto en cuestión***, ***V***, dado por la expresión

$$V = \frac{V_i \; M_{cre}}{M_{máx}}$$

más un incremento adicional del corte requerido para transformar una fisura por flexión en una fisura de corte por flexión.

Las cargas mayoradas aplicadas en forma externa, a partir de las cuales se determinan los valores de V_{ci} y de $M_{máx}$, incluyen la carga permanente sobreimpuesta, la presión del terreno y la sobrecarga. Cuando se determina el valor M_{cre} para sustituirlo en la expresión (11-10), los valores de I y de y_t son las propiedades de la sección que resiste las cargas aplicadas en forma externa.

Para un ***elemento compuesto***, donde parte de la carga permanente es resistida por sólo una parte de la sección, se deben utilizar las propiedades adecuadas de la sección para determinar f_d.

El ***corte debido a las cargas permanentes***, V_d, y el ***debido a las otras cargas***, V_i, están en este caso considerados en forma separada.

El valor V_d es entonces el ***esfuerzo de corte total debido a las cargas permanentes sin mayorar, actuando sobre la parte de la sección que soporta las cargas permanentes que actúan antes de la acción compuesta, más la carga permanente sin mayorar adicional*** (sobreimpuesta) ***que actúa sobre el elemento compuesto***.

Los términos V_i y $M_{máx}$ se pueden determinar con las siguientes expresiones:

$$V_i = V_u - V_d$$

$$M_{máx} = M_u - M_d$$

siendo:

- V_u el corte mayorado debido a las cargas totales mayoradas.
- M_u el momento mayorado debido a las cargas totales mayoradas.
- M_d el momento debido a la carga permanente sin mayorar (es decir, el momento correspondiente a f_d).

En las ***vigas no compuestas, cargadas en forma uniforme***, la sección transversal total resiste todo el corte y los diagramas de esfuerzo de corte de la sobrecarga y la carga

permanente resultan similares. En este caso la expresión (11-10) se deduce de la siguiente manera:

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \quad d + \frac{V_u \quad M_{ct}}{M_u}$$

siendo:

$$M_{ct} = \frac{I}{y_t} \left(\sqrt{f'_c} + f_{pe}\right)$$

El valor M_{ct} en las dos expresiones precedentes representa el ***momento total***, incluyendo la ***carga permanente***, requerido para ***originar fisuración en la fibra extrema en tracción***. Este ***momento no es igual al momento*** M_{cre} de la expresión (11-10) de este Reglamento, en la cual el ***momento de fisuración se debe a todas las cargas***, con ***excepción de la carga permanente***. En la expresión (11-10) ***el corte debido a la carga permanente se incorpora como un término separado***.

El valor 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 en forma simultánea con M_u .

Dado que las mismas propiedades (características geométricas) de la sección se aplican tanto a las tensiones debidas a la carga permanente como a las debidas a la sobrecarga, no se considera necesario determinar las tensiones y los esfuerzos de corte debidos a la carga permanente por separado.

El ***momento de fisuración*** M_{ct} refleja el cambio total de tensiones desde el ***pretensado efectivo hasta una tracción igual*** a $\frac{1}{2}\sqrt{f'_c}$, la que se supone que origina la fisuración por flexión.

La expresión (11-12) se fundamente en la suposición de que la ***fisuración por corte en el alma***, ocurre debido al corte que provoca una tensión principal de tracción, de un valor aproximado a $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$ en el eje baricéntrico de la sección transversal.

El valor de V_p se debe determinar a partir de la ***fuerza efectiva del pretensado sin may***orar.

C 11.4. Este Reglamento considera el efecto beneficioso en la resistencia de la sección, por efecto de la componente vertical del pretensado V_p, cuando se aplica el precedimiento detallado del artículo 11.4.2., en la evaluación de la resistencia al corte en el alma.

C 11.4.4. y **C 11.4.5.** El efecto que produce sobre la ***resistencia al corte***, la ***reducción del esfuerzo de pretensado*** cerca de los extremos de las vigas pretensadas ***se debe considerar en el cálculo***.

El artículo 11.4.4. se refiere a la ***resistencia al corte*** en las secciones ubicadas dentro de la ***longitud de transferencia*** del acero de pretensado, cuando la adherencia del acero se extiende hasta el extremo del elemento.

El artículo 11.4.5. se refiere a la ***resistencia al corte*** en las secciones ubicadas ya sea dentro de la longitud en la cual parte del acero de pretensado no está adherido al hormigón, como a aquellas ubicadas dentro de la ***longitud de transferencia*** del acero de pretensado para la cual la adherencia no se prolonga hasta el extremo de la viga.

C 11.5. RESISTENCIA AL CORTE PROPORCIONADA POR LA ARMADURA CORRESPONDIENTE

C 11.5.2. La ***limitación de los valores de*** f_y ***y*** f_{yt} ***utilizados para diseñar la armadura de corte*** a $f_y \leq 420$ ***MPa*** tiene por finalidad proporcionar un ***control del ancho de las fisuras diagonales***. A partir de la edición 1995 del Código ACI 318, la limitación de ***420 MPa*** para la armadura de corte se elevó a ***500 MPa para las mallas de acero soldadas de alambres conformados***. Las investigaciones realizadas en Estados Unidos y descriptas en las referencias 11.20., 11.21. y 11.22. han demostrado que el ***comportamiento de las mallas de acero soldadas*** ($f_y > 420$ ***MPa)***, ***como armadura de corte, ha resultado satisfactorio***.

En particular, los ensayos de ***vigas*** a escala natural, descriptos en la referencia 11.21. demostraron que los **anchos de las fisuras inclinadas de corte**, para el ***nivel de las cargas de servicio***, resultaron menores en las vigas armadas con canastos de mallas de acero soldadas de alambres conformados de menor diámetro, calculados con una tensión de fluencia especificada de ***500 MPa***, que en las vigas armadas con estribos conformados con una tensión de fluencia de ***420 MPa***.

C 11.5.3. Aunque el valor de ***d*** puede variar a lo largo del tramo de una viga pretensada, los estudios realizados y descriptos en la referencia 11.2., han demostrado que para elementos pretensados, no es necesario adoptar un valor de ***d*** menor que ***0,8 h***. Las vigas consideradas tenían cordones de pretensado rectos o barras de armadura en la parte inferior de la sección además de estribos que envolvían a la armadura.

C 11.5.4. Es de suma importancia que tanto la ***armadura de corte*** como la de torsión se anclen en ***ambos extremos*** de manera adecuada, con el fin de que resulte ***completamente efectiva*** en cualquiera de los lados de una ***fisura potencial inclinada***, para lo cual se requiere, en general, un ***gancho en el extremo de la armadura*** tal como se indica en el artículo 12.13.

C.11.5.6. Armadura mínima de corte

C 11.5.6.1. La ***armadura de corte*** restringe el desarrollo de la fisuración inclinada y por consiguiente se incrementa la ductilidad y es posible advertir la inminencia de una falla. Caso contrario, ***en un alma sin armadura de corte, la formación súbita de fisuras inclinadas podría conducir en forma directa a una falla repentina***.

Esta ***armadura de corte resulta de gran importancia si el elemento es solicitado por una fuerza de tracción imprevista*** o por una ***sobrecarga***. Por lo tanto, se requiere un ***área mínima de armadura de corte***, igual o mayor que la armadura que se obtiene

aplicando las expresiones (11-13) u (11-14), ***siempre que el esfuerzo de corte mayorado total***, V_u , ***sea mayor que la mitad (1/2)*** de la ***resistencia al corte proporcionada por el hormigón*** ϕV_c o sea $(V_u > 0,5\ \phi V_c)$.

Las ***losas***, las ***zapatas*** y las ***losas nervuradas*** no están sujetas a este requisito mínimo de armadura de corte, dado que existe la posibilidad de que la carga se distribuya entre zonas fuertes y débiles.

Sin embargo, los resultados de las investigaciones descriptas en la referencia 11.23. han demostrado que las ***vigas de gran altura*** y las ***losas livianas armadas en una dirección***, especialmente si están construidas con ***hormigones de alta resistencia, pueden fallar en presencia de cargas menores*** que el valor de V_c , determinado por medio de la expresión (11-13).

Los ensayos descriptos en las referencias 11.24. y 11.25. referidos a elementos con secciones huecas, con valores de $h \leq 30$ ***mm*** han demostrado resistencias al corte mayores que aquella calculadas mediantes las expresiones (11-12) y (11-10).

Otros resultados de ensayos aún sin publicar sobre elementos de hormigón prefabricado pretensado con secciones huecas, han demostrado que las resistencias, cuando se produce la fisuración por corte en el alma en las zonas extremas, pueden ser menores que aquellas determinadas mediante la expresión (11-12). Por contraste, en dichos ensayos se ha observado que las resistencias, cuando se produce corte por flexión, igualan o exceden a las obtenidas mediante la expresión (11-10).

Aún cuando el ***esfuerzo de corte mayorado total***, V_u , sea menor que la mitad ***(1/2)*** de la ***resistencia al corte proporcionada por el hormigón*** ϕV_c o sea $(V_u > 0,5\ \phi V_c)$, se recomienda la ***colocación de alguna armadura en el alma***, sobre todo en la totalidad de las almas delgadas de elementos postesados de hormigón (nervaduras, losas casetonadas, vigas y vigas T), con el fin de reforzar al elemento contra los esfuerzos de tracción en el alma, resultantes de las desviaciones locales en el perfil de diseño del cable, y al mismo tiempo suministrar los medios de apoyo para los cables durante la construcción.

Cuando ***no existen apoyos suficientes para el cable***, se pueden producir durante la colocación del hormigón, balanceos laterales y desviaciones locales con respecto al perfil teórico parabólico del cable establecido en el diseño. En estos casos las desviaciones de los cables tienden a enderezarse cuando son tesados.

Este proceso puede producir ***grandes tensiones de tracción en el alma originando el desarrollo de una fisuración severa cuando no se dispone de armadura en el alma***.

La ***curvatura no intencional de los cables*** y las ***tensiones de tracción resultantes en el alma***, se pueden minimizar, fijando de manera firme los cables a los estribos, los que a su vez se encuentran fijados, en su sitio y en forma rígida, por otros elementos que constituyen la armadura, conservando así su ubicación en el encofrado. La ***separación máxima de los estribos*** utilizados para este fin debe ser igual o menor que ***1,5 h*** ó ***1,20 m***, de ambos valores el que resulte menor.

Cuando sean de aplicación, las disposiciones para la armadura de corte, establecidas en los artículos 11.5.5. y 11.5.6., se exigen ***separaciones menores entre los estribos*** que las dadas en el párrafos anterior.

En el ***diseño de los elementos solicitados a flexión bajo la acción de cargas repetidas*** se debe considerar 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 disponer como mínimo, la ***armadura de corte mínima*** especificada en las expresiones (11-13) u (11-14), aún en el caso en que los ensayos y las determinaciones basadas en las cargas estáticas demuestren que no se requiere armadura de corte.

C 11.5.6.2. Cuando se ensaya un elemento para demostrar que tanto su resistencia al corte como a flexión son adecuadas, se deben conocer las verdaderas dimensiones del elemento así como las resistencias de los materiales utilizados. La resistencia adoptada como base de comparación debe ser, por lo tanto, la correspondiente a un ***factor unitario de reducción de resistencia (ϕ = 1,0)***, como por ejemplo la resistencia nominal requerida V_n y M_n. Esta metodología garantiza que si las resistencias reales de los materiales son menores que las especificadas, o si las dimensiones del elemento son erróneas y provocan una disminución de la resistencia, se disponga de un ***margen de seguridad apropiado***.

C 11.5.6.3. Las versiones anteriores del Código ACI 318 especificaban un ***valor mínimo para el área de la armadura transversal***, que era independiente de la resistencia del hormigón.

Los ensayos descriptos en la referencia 11.9. indican la necesidad de ***aumentar el área mínima de la armadura de corte a medida que aumenta la resistencia del hormigón***, con el fin de ***prevenir fallas súbitas por corte*** cuando se produce la fisuración diagonal.

La expresión (11-13) contempla un ***aumento gradual del área mínima de la armadura transversal***, mientras mantiene el valor mínimo anterior.

C 11.5.6.4. Los ensayos descriptos en la referencia 11.26., realizados sobre vigas de hormigón pretensado con armadura mínima en el alma, determinada de acuerdo con las expresiones (11-13) y (11-14), han demostrado que para desarrollar un ***comportamiento dúctil*** es suficiente determinar la armadura con el ***valor del área A_v más pequeño obtenido entre los determinados con esas dos expresiones.***

La expresión (11-14), cuyos fundamentos se desarrollan en la referencia 11.26., ***se puede aplicar sólo a los elementos pretensados que cumplan con los requisitos mínimos dados para la fuerza de pretensado en el artículo 11.5.6.4.***

C 11.5.7. Determinación de la armadura de corte

La ***determinación de la armadura de corte*** se fundamenta en una modificación de la analogía del reticulado, ***analogía que parte de la suposición de que todo el corte lo resiste la armadura de corte***. Sin embargo, una intensa investigación sobre ***elementos pretensados y no pretensados*** ha demostrado que la ***armadura de corte*** se debe diseñar para ***resistir únicamente el corte que supera a aquel que provoca la fisuración inclinada***, siempre que se considere que los elementos diagonales del reticulado tienen una inclinación de ***45°*** .

Las expresiones (11-15), (11-16) y (11-17) se desarrollan en función de la resistencia al corte V_s , atribuida a la armadura de corte.

Cuando se utiliza ***armadura de corte perpendicular al eje de un elemento***, el área de la armadura de corte requerida A_v **,** y su separación ***s***, se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi \; f_{yt} \; d}$$

Las investigaciones descriptas en las referencias 11.27. y 11.28. han demostrado que el ***comportamiento al corte de las vigas anchas***, con una armadura de flexión importante, ***mejora si se reduce la separación transversal de las ramas del estribo a través de la sección***.

C 11.5.7.3. Aunque la ***armadura transversal en una sección circular*** puede prescindir de ramas rectas, los ensayos demuestran que la expresión (11-15) es conservadora siempre que el valor de ***d*** se determine como se indica en el artículo 11.3.3. (ver las referencias 11.16. y 11.17.).

C 11.5.7.9. Para elementos no pretensados sometidos únicamente a esfuerzos de corte y flexión la tensión máxima de diseño es $\phi \frac{5}{6} \sqrt{f'_c}$.

C 11.6. DIMENSIONAMIENTO A TORSIÓN

El ***dimensionamiento a torsión*** especificado en los artículos 11.6.1. a 11.6.6. se fundamenta en la analogía de un reticulado espacial en un tubo de pared delgada. Una viga sometida a torsión se puede representar en forma ideal, como un tubo de pared delgada en el que no se considera el núcleo de la sección transversal de la viga como se ilustra en la Figura 11.6.a).

Una vez que la ***viga de hormigón armado se ha fisurado por torsión***, su resistencia torsional es provista básicamente por los ***estribos cerrados*** y por las ***barras*** o ***alambres longitudinales ubicados cerca de la superficie del elemento***.

En la ***analogía del tubo de pared delgada se supone que la resistencia es proporcionada por la capa exterior de la sección transversal centrada***, en forma aproximada en el perímetro de 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 , debido a la torsión y el espesor de la pared ***t*** , en cualquier punto del perímetro, se define como ***flujo de corte q***. El flujo de corte $q = \tau \; t$, ***debido a la torsión*** actúa como se indica en la Figura 11.6.a), ***es constante en todos los puntos alrededor del perímetro del tubo, y se extiende alrededor del tubo, a lo largo de una línea 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*** , τ ,se define como:

$$\tau = \frac{T}{2\ A_o\ \ t}$$

siendo:

A_o el área total encerrada por la trayectoria del flujo de corte, que se indica en la Figura 11.6.b).

t el espesor de la pared en el punto en que se está realizando la determinación de τ .

La ***trayectoria del flujo de corte*** sigue la línea media de las paredes del tubo y A_o es el área encerrada por dicha línea.

En un elemento hueco, con paredes continuas, la determinación de A_o ***incluye el área del hueco***.

En las referencias 11.29. y 11.30. se deduce el procedimiento de diseño y se lo compara con los resultados obtenidos en los ensayos.

C 11.6.1. Torsión crítica

Los ***momentos torsores*** que no superen, en forma aproximada un cuarto ***(1/4)*** del valor del ***momento torsor de fisuración***, T_{cr} , no producirán una reducción estructuralmente significativa en la ***resistencia a flexión***, ni en la ***resistencia a corte***, razón por la cual se pueden ***ignorar***.

El ***momento torsor de fisuración bajo torsión pura***, T_{cr} , se debe obtener reemplazando la sección real por un tubo de pared delgada con un espesor de pared, ***t***, antes de la fisuración, igual a $0{,}75\ A_{cp}/p_{cp}$, y un área encerrada por la línea media de la pared, A_o , igual a $\frac{2}{3}\ A_{cp}$.

La ***fisuración*** se supone que ocurre cuando la ***tensión principal de tracción*** alcanza un valor igual a $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$.

En una ***viga no pretensada***, ***solicitada sólo por torsión***, la ***tensión principal de tracción*** es igual a la ***tensión de corte por torsión*** $\tau = \frac{T}{2\ A_o\ t}$. Si se considera que la ***fisuración*** se produce cuando τ alcanza el valor $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$, el ***momento torsor de fisuración*** T_{cr} resulta igual a:

$$T_{cr} = \frac{1}{3}\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}}{p_{cp}}^{2}\right)$$

Para los ***elementos macizos***, la interacción entre el ***momento torsor de fisuración*** y el ***corte producido por la fisuración diagonal*** es, aproximadamente, circular o elíptica.

Para este tipo de relaciones, un momento torsor de $0{,}25\ T_{cr}$, como se utiliza en el artículo 11.6.1., corresponde a una reducción del ***3 %*** en el valor del corte de fisuración diagonal , reducción que se ha considerado mínima, pudiendo ser ignorada.

El valor de la ***tensión de fisuración*** se ha adoptado igual a $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$ en forma intencional como un ***valor límite inferior***.

Para los ***elementos pretensados***, la carga de fisuración torsional se incrementa con el pretensado.

Un análisis utilizando el círculo de Mohr, en base a las tensiones promedio, demuestra que el ***momento torsor necesario para producir una tensión principal de tracción igual a*** $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$, es igual a $\sqrt{1 + \frac{3\ f_{pc}}{(\sqrt{f'_c})}}$ ***veces el momento torsor correspondiente a una viga no pretensada***. Una modificación similar se ha realizado en el punto c) del artículo 11.6.1. para los elementos sujetos a carga axial y a torsión.

A los fines de la determinación de la torsión, se define como ***elemento hueco*** a aquel que posee uno o más vacíos longitudinales, como por ejemplo una viga cajón de una o de múltiples celdas.

Los ***pequeños vacíos longitudinales***, como por ejemplo los existentes en las vainas de postesado sin inyectar, para los cuales se verifique que $A_g / A_{cp} \geq 0{,}95$, se pueden ignorar en la determinación de la torsión crítica especificada en el artículo 11.6.1.

En las secciones huecas se supone que la interacción entre la ***fisuración torsional*** y la ***fisuración por corte*** varía entre una relación elíptica para elementos con pequeños vacíos y una relación lineal para secciones de pared delgada con grandes vacíos.

Para una interacción lineal, un ***momento torsor*** de $0{,}25\ T_{cr}$ podría originar una reducción en el valor del corte de fisuración diagonal de alrededor del ***25 %***, reducción que se ha juzgado como excesiva.

En la edición 2002 del Código ACI 318 se introdujeron dos modificaciones en el artículo 11.6.1. para facilitar su aplicación a secciones huecas.

En la primera de ellas, se procedió a multiplicar los valores límites del momento torsor mínimo, especificados en la versión 1999 del Código, por la relación (A_g / A_{cp}), dado que los resultados de ensayos tanto en vigas huecas como macizas (ver la referencia 11.31.) indicaban que el ***momento torsor de fisuración de una sección hueca es***, en forma

aproximada, igual al valor ***(A_g / A_{cp})*** multiplicado por el momento torsor de fisuración de una sección maciza que posee las mismas dimensiones exteriores.

La segunda modificación fue decidir multiplicar nuevamente el ***momento torsor de fisuración*** por ***(A_g / A_{cp})*** para ***reflejar la transición*** entre la interacción ***circular*** de las cargas de fisuración diagonal en corte y torsión, correspondiente a elementos macizos, y la interacción, aproximadamente lineal, correspondiente a las secciones huecas de pared delgada.

C 11.6.2. Determinación del momento torsor mayorado T_u

C 11.6.2.1. y **C 11.6.2.2.** En el ***diseño por torsión de las estructuras de hormigón armado***, se deben identificar dos condiciones (ver las referencias 11.32. y 11.33.).

a) los momentos torsores ***no se pueden reducir*** por medio de una redistribución de las fuerzas internas (artículo 11.6.2.1.). Este caso se identifica como ***"torsión de equilibrio",*** dado que el momento torsor se requiere para el equilibrio de la estructura.

   Para esta condición, que se ilustra en la Figura 11.6.2.1., la armadura de torsión determinada de acuerdo con los artículos 11.6.3. a 11.6.6. se deben disponer para resistir la totalidad de los momentos torsores de diseño.

b) los ***momentos torsores se pueden reducir*** por medio de una redistribución de las fuerzas internas después de la fisuración (artículo 11.6.2.2.) siempre que la torsión provenga del giro del elemento necesario para mantener la ***compatibilidad de las deformaciones***. Este tipo de torsión se identifica como ***"torsión de compatibilidad".*** Para esta condición, que se ilustra en la Figura 11.6.2.2., la ***rigidez torsional*** antes de la ***fisuración*** corresponde a aquella de la ***sección no fisurada*** de acuerdo con la teoría de Saint Venant.

En la ***fisuración torsional***, sin embargo, se produce un giro significativo bajo un ***momento torsor*** esencialmente constante, originándose una importante ***redistribución*** de fuerzas en la estructura (ver las referencias 11.32. y 11.33.).

El ***momento torsor de fisuración***, bajo la combinación de corte, flexión y torsión, corresponde a una tensión principal de tracción, ligeramente menor que el valor $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$, especificado en el artículo C 11.6.1.

Cuando el ***momento torsor*** determinado supera el valor del ***momento torsor de fisuración***, se puede suponer que se ha producido un ***momento torsional mayorado máximo***, igual al momento torsor de fisuración, en las secciones críticas cerca de los bordes de los apoyos. Este límite ha sido establecido con el fin de controlar los anchos de las fisuras de torsión.

En este caso ***no se reemplaza A_{cp}*** por ***A_g*** , como en la determinación del valor de la torsión crítica para las secciones huecas (artículo 11.6.1.). Por lo tanto la torsión, después de la redistribución, es mayor y en consecuencia más conservadora.

El artículo 11.6.2.2. ***se aplica a las condiciones regulares y habituales de estructuras aporticadas***. Para condiciones que imponen rotaciones torsionales significativas dentro de

una longitud limitada del elemento, como cuando existen momentos torsores importantes ubicados cerca de una columna rígida, o una columna que rota en direcciones inversas debido a otras cargas, se recomienda realizar un análisis más exacto.

Cuando el valor del ***momento torsor mayorado***, obtenido a partir de un análisis elástico basado en las propiedades de la ***sección no fisurada***, está ubicado entre los valores dados en el artículo 11.6.1. y los valores dados en este artículo del Reglamento, la armadura de torsión se debe determinar para resistir los momentos torsores determinados con los valores dados en el artículo 11.6.2.

C 11.6.2.4. y **C 11.6.2.5.** Cuando una viga secundaria apea sobre una viga principal cerca del apoyo de esta última, se debe aplicar a la viga principal un corte y un momento torsor concentrados.

C 11.6.3. Resistencia al momento torsor

C 11.6.3.1. Las dimens***iones de una sección transversal*** se limitan por dos razones:

1°) para reducir la fisuración diagonal, y

2°) para prevenir el aplastamiento de la superficie del hormigón debido a la tensión de compresión diagonal producida por el corte y la torsión.

En las expresiones (11-18) y (11-19), los dos términos ubicados en el primer miembro corresponden a las ***tensiones de corte debidas tanto a corte como a torsión***.

La suma de estas tensiones ***no puede ser mayor*** que la tensión que produce ***la fisuración por corte*** más un valor igual a $\frac{2}{3}\sqrt{f'_c}$, igual a la ***resistencia límite especificada en el artículo 11.5.7.9. para corte sin torsión***.

El ***valor límite*** está expresado en términos de $\mathbf{V_c}$ para permitir su utilización tanto en ***hormigón pretensado como en no pretensado***, valor que inicialmente se dedujo en base al control de fisuración.

Este Reglamento no considera necesario ***verificar el aplastamiento del alma*** dado que el mismo se produce con tensiones de corte más elevadas.

En una ***sección hueca***, las tensiones de corte debidas tanto a corte como a torsión, se producen en las paredes de una sección como la que se indica en la Figura 11.6.3.1.a), razón por la cual se pueden sumar directamente en el punto A como se muestra en la expresión (11-19).

En una ***sección maciza***, las ***tensiones de corte debidas a la 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 indica en la Figura 11.6.3.1.b). Por esta razón las tensiones se combinan en la expresión (11-18) utilizando la ***raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, en lugar de la suma directa***.

C 11.6.3.2. Si el ***espesor de la pared varía a lo largo del perímetro de una sección hueca***, en el artículo 11.6.3.1. se especifica que la expresión (11-19) se debe evaluar en el punto de la sección transversal para la cual el primer término de la expresión (11-19)

alcanza su ***valor máximo***. En general, esto ocurre en la pared en la cual las ***tensiones por corte y por torsión*** son ***aditivas***, como en el ***punto A de la Figura 11.6.3.1.a)***.

Si las alas superior o inferior son más delgadas que las almas, puede ser necesario evaluar la expresión (11-19) en los ***puntos B*** y ***C*** de la Figura 1.6.3.1.a). En estos puntos las tensiones debidas al corte son normalmente muy pequeñas y se pueden ignorar.

C 11.6.3.4. La limitación de los valores de f_y y f_{yt} utilizados en el diseño de la armadura de torsión a ***420 MPa*** tiene por finalidad ***controlar el ancho de las fisuras diagonales***.

C 11.6.3.5. La ***resistencia a torsión mayorada*** $\phi\, T_n$ ***, debe ser igual o mayor que la torsión*** T_u ***debida a las cargas mayoradas***. Para la determinación de T_n se debe suponer que todo el momento torsor es resistido por los ***estribos*** y por la ***armadura longitudinal*** con $T_c = 0$. Al mismo tiempo se supone que el corte V_c resistido por el hormigón no cambia por la presencia de la torsión.

En las vigas con un valor de V_u mayor que $0{,}8\ \phi\ V_c$, la ***cantidad de armadura combinada de torsión y de corte que se exige en la edición 2002 del Código ACI 318, es la misma que se exigía en versiones anteriores***. Para valores más pequeños de V_u , se requiere ***más armadura de corte y de torsión***.

C 11.6.3.6. La expresión (11-21) se fundamenta en la analogía del reticulado espacial que se ilustra en la Figura 11.6.3.6.a) de este Reglamento, con diagonales de compresión formando un ángulo θ, suponiendo que el hormigón no resiste tensiones de tracción y que la armadura está en fluencia.

Una vez que se ha desarrollado la ***fisuración por torsión***, la ***resistencia a torsión*** es suministrada principalmente por los ***estribos cerrados***, la ***armadura longitudinal*** y las ***diagonales de compresión***.

El hormigón ubicado por afuera de estos estribos es poco efectivo. Por esta razón, el valor de A_o , que es el ***área encerrada por el camino del flujo de corte alrededor del perímetro del tubo***, se define después de la ***fisuración***, en términos de A_{oh}, que es el ***área encerrada por el eje de los estribos cerrados exteriores***.

El área A_{oh} se ilustra en la Figura 11.6.3.6.b) para diferentes secciones transversales. Para las secciones tipo ***I***, ***T*** ó ***L***, el valor de A_{oh} se debe determinar como el ***área encerrada por las ramas más externas de los estribos entrecruzados***, como se indica en la mencionada Figura. La expresión para determinar el valor de A_o dada en la referencia 11.34. se puede utilizar cuando se necesite mayor precisión.

El ***flujo de corte q*** en las paredes del tubo, explicado en el comentario al artículo 11.6. se puede descomponer en los esfuerzos de corte V_1 a V_4 que actúan en cada uno de los lados del tubo o del reticulado espacial, como se ilustra en la Figura 11.6.3.6.a).

El ***ángulo*** θ se puede determinar por ***análisis***, de acuerdo con la referencia 11.34., o se pueden utilizar los valores especificados en el artículo 11.6.3.6.a) y b).

El ***mismo valor de*** θ se debe utilizar tanto en la expresión (11-21) como en la (11-22). A medida que el valor de θ ***disminuye***, la ***cantidad de estribos*** exigida por la expresión (11-21) ***disminuye***, al mismo tiempo que ***aumenta la cantidad de armadura longitudinal requerida por la expresión (11-22)***.

C 11.6.3.7. La Figura 11.6.3.6.a) muestra los esfuerzos V_1 a V_4 , resultantes del ***flujo de corte alrededor de las paredes del tubo***.

En una pared dada del tubo, ***i***, el flujo de corte V_i es resistido por una componente de compresión diagonal $D_i = \dfrac{V_i}{sen\ \theta}$ en el hormigón, y se necesita de un esfuerzo axial de tracción, $N_i = V_i\ cotg\ \theta$, en la armadura longitudinal, para completar la descomposición de V_i .

La Figura 11.6.3.7. muestra la armadura de compresión diagonal y el esfuerzo axial de tracción N_i , actuando en un segmento corto a lo largo de una de las paredes del tubo.

Dado que el flujo de corte, provocado por la torsión es constante en todos los puntos a lo largo del perímetro, los esfuerzos resultantes D_i y N_i actúan en el punto medio de la pared o lado, i. Por lo tanto, se puede considerar que cada mitad de la fuerza N_i es resistida por las bielas superior e inferior como se muestra en la mencionada Figura.

Con el fin de resistir la suma de los ***esfuerzos N_i***, o sea $\sum N_i$ actuando en ***todas las paredes del tubo***, se debe disponer una armadura longitudinal con una capacidad $A_\ell\ f_y$.

En la deducción de la expresión (11-22) las ***esfuerzos axiales de tracción*** se suman a lo largo de los lados del área A_o .

Estos lados forman un ***perímetro***, p_o , de longitud aproximadamente igual a la ***longitud de la línea que une los centros de las barras en las esquinas del tubo***. A fin de simplificar la determinación de ese perímetro, su valor se reemplaza por el perímetro de los estribos, p_h .

Frecuentemente, la ***máxima separación admisible de los estribos determina la cantidad que se debe colocar***. Además, cuando actúan el corte y la torsión combinados, el ***área total de los estribos es la suma de las cantidades provistas para cubrir tanto el corte como la torsión***. Con el fin de evitar la necesidad de disponer de cantidades excesivas de armadura longitudinal, en el artículo 11.6.3.7. se establece que el valor de $A_t\ /s$, utilizado para determinar el valor de A_ℓ en cualquier sección dada, se debe considerar como el valor de $A_t\ /s$ determinado en dicha sección, utilizando la expresión (11-21).

C 11.6.3.8. Las áreas de los ***estribos necesarios por corte y por torsión*** se deben sumar y se deben colocar los estribos necesarios para cubrir, como mínimo, la cantidad total requerida. Dado que el ***área de los estribos***, A_v , ***para corte***, se define en función de ***todas las ramas de un estribo dado***, y el ***área de los estribos***, A_t , ***para torsión*** se define en función de ***una sola rama***, la ***suma de los estribos*** se debe realizar de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Total\left(\frac{A_v\ +\ t}{s}\right) = \frac{A_v}{s} + 2\ \frac{A_t}{s}$$

Si un grupo de ***estribos*** tiene ***cuatro ramas*** para absorber corte, ***sólo las ramas adyacentes a los lados de la viga*** se deberán incluir en la suma, dado que las ramas interiores no serán efectivas para torsión.

La ***armadura longitudinal*** requerida por ***torsión*** se debe sumar en cada sección a la armadura requerida por la flexión que actúa en forma simultánea con la torsión. Por lo tanto, la ***armadura longitudinal se debe dimensionar para esta suma de armaduras***, la que nunca debe ser menor que la cantidad de armadura requerida por el momento flexor máximo en esa sección, si éste supera el valor del momento que actúa al mismo tiempo que la torsión.

Si el ***momento flexor máximo*** se produce en una sección, por ejemplo a mitad de la luz, mientras que la torsión máxima se produce en otra sección, como por ejemplo en el apoyo, la armadura longitudinal total requerida en cada sección puede ser menor que la que se obtiene sumando la máxima armadura por flexión en la mitad del tramo más la máxima armadura de torsión en el apoyo. En este caso, la ***armadura longitudinal requerida se debe evaluar en varias ubicaciones***.

Los ***requisitos más exigentes con respecto a la separación de las armaduras se deben verificar tanto en los puntos de corte de las barras y alambres, como en la colocación de la armadura por flexión, corte y torsión***. En particular, la armadura de flexión se debe prolongar una distancia d , que debe ser igual o mayor que $12\ d_b$, a partir del punto en el cual dicha armadura deja de ser necesaria de acuerdo con el artículo 12.10.3.

C 11.6.3.9. La ***tracción longitudinal debida a la torsión*** se compensa en parte por la ***compresión*** en la ***zona de compresión por flexión***, permitiéndose una reducción en la armadura longitudinal por torsión requerida en la zona de compresión.

C 11.6.3.10. Como se explicó en el comentario al artículo 11.6.3.7. la torsión origina una fuerza axial de tracción.

En una ***viga no pretensada*** esta fuerza es resistida por la armadura longitudinal con una capacidad de tracción axial igual a $A_\ell\ f_y$. Esta armadura es adicional a la armadura de flexión y se debe distribuir en forma uniforme alrededor de los lados del perímetro de manera que la resultante de $A_\ell\ f_y$ actúe a lo largo del eje del elemento.

En ***una viga pretensada***, se puede adoptar la misma metodología (proporcionar barras adicionales de armadura con una capacidad de $A_\ell\ f_y$, o el proyectista o diseñador estructural puede utilizar cualquier sobrecapacidad del acero de pretensado para resistir parte de la fuerza axial $A_\ell\ f_y$ como se describe en los siguientes párrafos.

En una ***viga pretensada***, la ***tensión del acero de pretensado en estado último***, en la sección de máximo momento es f_{ps} . En otras secciones, la tensión del acero de pretensado para el estado último se ubicará entre los valores f_{se} y f_{ps} .

Una parte de la fuerza $A_\ell\ f_y$ actuante en los lados del perímetro donde se ubica el acero de pretensado, puede ser resistida por ***una fuerza $A_{ps}\ \Delta f_{pt}$ en el acero de pretensado***, donde el valor de Δf_{pt} se debe determinar como f_{ps} en la sección de máximo

momento menos la tensión en el acero de pretensado debida a la carga última en la sección considerada.

Esta ***tensión*** se puede determinar a partir del valor de M_u en la sección considerada dividido por $(\phi\ 0{,}9\ d_p\ A_{ps})$, donde Δf_{pt} ***debe ser igual o menor que 420 MPa***.

En los otros lados del elemento se ***deben colocar barras longitudinales para proporcionar lo que resta de la fuerza*** $A_\ell\ f_y$, o satisfacer los requisitos de separación especificados en el artículo 11.6.6.2. o ambos a la vez.

C 11.6.4. Detalles de la armadura de torsión

C 11.6.4.1. ***Para resistir las tensiones diagonales de tracción debidas a la torsión se debe colocar tanto armadura longitudinal como estribos transversales cerrados. Los estribos se deben cerrar porque la fisuración inclinada debida a la torsión se puede producir en todas las caras del elemento***.

En el caso de las ***secciones sometidas predominantemente a torsión***, el recubrimiento de hormigón sobre los estribos se puede ***descascarar*** frente a ***momentos torsores elevados*** (ver la referencia 11.35.).

Esta situación origina que los ***estribos empalmados no sean efectivos***, conduciendo a una ***falla prematura por torsión*** (ver la referencia 11.36.), razón por la cual en estos casos los ***estribos cerrados no se deben materializar con un par de estribos U cerrados entre sí***.

C 11.6.4.2. Cuando ***una viga rectangular falla por torsión***, las esquinas de las vigas tienden a ***descascararse*** debido a las ***tensiones inclinadas de compresión en las diagonales de hormigón del reticulado espacial***, las que cambian de dirección en la esquina, como se muestra en la Figura 11.6.4.2. a) de este Reglamento.

En los ensayos descriptos en la referencia 11.35., los ***estribos cerrados anclados mediante ganchos a 90° fallaron cuando ocurría la situación descripta precedentemente***. Por esta razón, ***en todos los casos***, son preferibles los ***ganchos normales a 135°*** para el anclaje de los estribos de torsión. En las zonas donde el descascaramiento esté restringido por una losa o ala adyacente, el artículo 11.6.4.2.b) permite utilizar ***ganchos a 90°.***

C 11.6.4.3. Cuando cerca del ***extremo de una viga actúa una torsión elevada***, la ***armadura longitudinal de torsión se debe anclar en forma adecuada y se debe disponer la longitud de anclaje suficiente hacia fuera de la cara interior del apoyo, como para que se pueda desarrollar el esfuerzo de tracción necesario en las barras o en los cables***. En el caso de las barras se requieren ganchos, o barras o alambres en forma de U horizontales empalmados con la armadura longitudinal de torsión.

C 11.6.4.4. Los ***estribos cerrados, dispuestos por torsión en una sección hueca***, se deben ubicar en la mitad exterior del espesor de la pared efectiva para torsión, donde el espesor de la pared se considera como A_{oh} / p_h .

C 11.6.5. Armadura mínima de torsión

C 11.6.5.1. y **C 11.6.5.2.** Cuando un elemento está sometido a un ***momento torsor mayorado*** T_u , cuyo valor es mayor que el que se especifica en el artículo 11.6.1., la ***cantidad mínima de armadura transversal en el alma***, para la combinación de ***corte*** y ***torsión*** es $0,35\ b_w\ s\ /\ f_{yt}$. Las diferencias que existen en las definiciones de A_v y A_t son las siguientes:

A_v es el área de ***dos ramas*** de un ***estribo cerrado***, y

A_t es el área de ***una sola rama*** de un ***estribo cerrado***.

En la referencia 11.9. se describen los ensayos realizados sobre ***vigas de hormigón armado de alta resistencia***, los que demostraron la necesidad de incrementar el área mínima de la armadura de corte con el fin de ***impedir fallas por corte al producirse la fisuración diagonal***. Aunque se ha realizado un número limitado de ensayos de torsión en vigas de hormigón de alta resistencia, la expresión que permite determinar el área mínima de estribos transversales se ha modificado para hacerla compatible con los cálculos requeridos para la mínima armadura de corte.

C 11.6.5.3. En la referencia 11.29. se describe la experiencia desarrollada ***sobre vigas de ensayo de hormigón armado, con menos del 1 % en volumen de armadura de torsión***, las que han fallado en torsión pura para un momento torsor correspondiente al de ***fisuración torsional***.

Hasta la edición 1989 del Código ACI 318 se utilizaba una expresión que exigía alrededor del ***1 %*** de armadura de torsión en vigas solicitadas a torsión pura, y valores menores en vigas con corte y torsión combinados, en función de la relación entre las tensiones tangenciales debidas a torsión y a corte.

La expresión (11-24) fue simplificada suponiendo un único valor para este factor de reducción lo que resulta en una relación volumétrica aproximada igual a ***0,5 %.***

C 11.6.6. Separación de la armadura de torsión

C 11.6.6.1. La ***separación de los estribos*** se limita con el fin de asegurar el desarrollo de la ***resistencia a torsión última de la viga***, para ***prevenir una excesiva pérdida de rigidez torsional después de la fisuración***, y para ***controlar el ancho de las fisuras***. Para una sección transversal cuadrada, la separación límite $p_h/8$ exige estribos ubicados a $d/2$ lo cual es coherente con lo especificado en el artículo 11.5.5.1.

C 11.6.6.2. En el comentario al artículo 11.6.3.7. se explicó que la ***armadura longitudinal*** es necesaria para resistir la ***suma de las fuerzas de tracción longitudinales*** debidas a la ***torsión*** que se origina en las paredes de los tubos de pared delgada.

Dado que la fuerza actúa ***a lo largo del eje baricéntrico de la sección***, el baricentro de la armadura longitudinal adicional de torsión debe coincidir, en forma aproximada con el baricentro de la sección.

Con el fin de lograr esto, ***este Reglamento exige que la armadura longitudinal de torsión se distribuya alrededor del perímetro de los estribos cerrados, y que se dispongan barras o cables en cada esquina de los estribos para suministrar el***

anclaje necesario a las ramas de los estribos. Las barras y los alambres en las esquinas son muy efectivos para desarrollar la resistencia a torsión y al mismo tiempo controlar la fisuración.

C 11.6.6.3. La distancia $(b_t + d)$ en la cual se debe ubicar la armadura de torsión, medida a partir del punto en que teóricamente ya no se necesita, es mayor que la que se utiliza para la armadura de corte y de flexión debido a que las fisuras por tracción, debidas a la torsión, se desarrollan en forma helicoidal.

C 11.6.7. Diseño alternativo a torsión

Las referencias 11.37. a 11.39. inclusive contienen ejemplos de tales procedimientos, los cuales han sido utilizados de manera exitosa para el diseño de vigas prefabricadas de hormigón pretensado con entalladuras horizontales. El procedimiento descripto en las referencias 11.37. y 11.38. es una extensión, a las secciones de hormigón pretensado, de los procedimientos de diseño a torsión de las ediciones del ACI 318 anteriores a 1995. La cuarta edición del *PCI Design Handbook* (referencia 11.40.) describe el procedimiento seguido en las referencias 11.35. y 11.36. y que fue verificado experimentalmente mediante los ensayos descriptos en la referencia 11.41.

C 11.7. CORTE POR FRICCIÓN

C 11.7.1. Con excepción del artículo 11.7., prácticamente todas las especificaciones con respecto a corte tienen por finalidad ***evitar las fallas por tracción diagonal antes que las fallas por transmisión directa del corte***.

La finalidad de las especificaciones del artículo 11.7. es proporcionar los métodos de diseño para aquellos casos en los que se debe considerar ***la transferencia del corte por fricción como en el caso de la superficies de contacto*** (interfase) entre hormigones colocados en distintas épocas, o las superficies de contacto entre acero y hormigón, en el diseño de los detalles de armadura en las estructuras prefabricadas de hormigón, así como en otras situaciones en las que se considera apropiado investigar ***la transferencia del corte a través de un plano de hormigón estructural*** (ver las referencias 11.42. y 11.43.).

C 11.7.3. Aunque el ***hormigón no fisurado*** es relativamente resistente al corte directo, siempre existe la posibilidad de que se origine una fisura en una ***ubicación no prevista***.

El concepto de corte por fricción se fundamenta en el hecho de suponer que se producirá una fisura y que en consecuencia se deberá dimensionar y disponer la armadura necesaria a través de dicha fisura, que resista los desplazamientos relativos a lo largo de la misma.

Cuando el corte actúa a lo largo de una fisura se produce el ***desplazamiento*** de una cara de la fisura con respecto a la otra. Si las caras de la fisura son ***ásperas*** e ***irregulares***, dicho desplazamiento va acompañado por la ***separación de las caras de la fisura***. En ***estado último***, esta separación es suficiente para llevar a la armadura que atraviesa la fisura hasta su punto de fluencia.

La armadura suministra una ***fuerza de sujeción igual*** a $A_{vf}\ f_y$ a través ***de las caras de la fisura***, y el corte aplicado es entonces resistido por la fricción que se produce entre las

caras de la fisura, por la resistencia al corte de las protuberancias (producto de la rugosidad) existentes en dichas caras, y por la acción de pasador de la armadura que cruza la fisura.

La aplicación satisfactoria del artículo 11.7. depende de la elección adecuada de la ubicación de la supuesta fisura (ver las referencias 11.18. y 11.42.).

La relación entre la resistencia a la transferencia del corte y la armadura que atraviesa el plano de corte se puede expresar de varias formas. Las expresiones (11-25) y (11-26) especificadas en el artículo 11.7.4. fueron desarrolladas en base ***al modelo de corte por fricción***, que ofrece una predicción conservadora de la resistencia a la transferencia de corte.

En las referencias 11.16., 11.44. y 11.45. se pueden consultar otras relaciones que brindan una estimación más exacta de la resistencia a la ***transferencia de corte***, las que se pueden utilizar en el marco de las prescripciones dadas por el artículo 11.7.3. Por ejemplo, cuando la armadura de corte por fricción es perpendicular al plano de corte, la resistencia al corte V_n se debe determinar con la siguiente expresión indicada en las referencias 11.44. y 11.45.):

$$V_n = 0{,}8\ A_{vf}\ f_y + A_c\ K_1$$

siendo:

A_c el área de la sección de hormigón que resiste la transferencia del corte, en mm².

K_1 el factor que depende de la densidad del hormigón a utilizar:

$K_1 = 2{,}8$ MPa para hormigón normal.
$K_1 = 1{,}7$ MPa para hormigón liviano con arena de peso normal.
$K_1 = 1{,}4$ MPa para hormigón con todos sus componentes livianos.

El valor de K_1 se aplica tanto a los hormigones colocados en forma monolítica como a los hormigones colocados sobre hormigón endurecido con una superficie rugosa, como se define en el artículo 11.7.9. de este Reglamento.

En esta expresión de V_n , el primer término representa la ***contribución de la fricción a la resistencia por transferencia del corte*** (***0,8*** representa el coeficiente de fricción). El segundo término representa la suma de:

1) la resistencia al corte por las rugosidades (protuberancias) en las caras de las fisuras,

2) la acción de pasador (trabazón) que ejerce la armadura que atraviesa la fisura.

Cuando la ***armadura de corte por fricción esté inclinada con respecto al plano de corte***, de manera que la fuerza de corte origine tracción en dicha armadura, la resistencia al corte V_n, se debe determinar con la siguiente expresión:

$$V_n = A_{vf}\ f_y \left(0{,}8\ sen\,\alpha\ + cos\,\alpha\ \right) +\ A_c\ \ K_1\ sen^2\,\alpha$$

siendo:

α el ángulo comprendido entre la armadura de corte por fricción y el plano de corte ***(0 < α < 90°).***

Cuando se utilice el ***método de corte por fricción modificado***, los términos ***(A_{vf} f_y /A_c)*** ó ***(A_{vf} f_y sen α /A_c)*** deben ser mayores que ***1,4 MPa*** para que las expresiones dadas tengan validez.

C 11.7.4. Método de diseño para corte por fricción

C 11.7.4.1. El ***área necesaria de armadura para la transferencia del corte*** se determina por medio de la siguiente expresión:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi\ \ f_y\ \ u}$$

El ***límite superior especificado para la resistencia al corte también se debe verificar***.

C 11.7.4.2. Cuando la ***armadura de corte por fricción A_{vf}*** está inclinada con respecto al ***plano de corte***, de manera tal que la componente de la fuerza de corte, paralela a la armadura, tiende a producir tracción en la armadura, como se ilustra en la Figura 11.7.4.2.a) parte del corte es resistido por la componente paralela al plano de corte de la fuerza de tracción en la armadura (ver la referencia 11.45.).

La expresión (11-26) se debe utilizar sólo cuando la componente de la fuerza de corte paralela a la armadura produzca tracción en la armadura, tal como se ilustra en la Figura 11.7.4.2.a).

Cuando ***α es mayor de 90°*** , el movimiento relativo de las superficies tiende a comprimir la barra y la expresión (11-26) ***deja de tener validez***.

C 11.7.4.3. En el método para determinar ***corte por fricción*** se supone que toda la ***resistencia al corte se debe a la fricción entre las caras de las fisuras***. Por lo tanto es necesario utilizar valores artificialmente altos del coeficiente de fricción en las expresiones de corte por fricción, de manera tal que la resistencia al corte determinada concuerde con los resultados de los ensayos.

En el caso del hormigón colocado sobre un hormigón endurecido cuya superficie ***no presenta rugosidades***, de acuerdo con el artículo 11.7.9., la ***resistencia al corte se asigna principalmente a la acción de pasador (trabazón) de la armadura***, indicando los resultados de los ensayos desarrollados en la referencia 11.46. que en estos casos resulta apropiado adoptar un valor reducido de ***μ = 0,6 λ*** .

El ***valor de μ especificado en este Reglamento*** para un hormigón colocado sobre placas o perfiles de acero estructural está asociado al diseño de las uniones entre

elementos de hormigón prefabricado o entre elementos compuestos de ***acero estructural*** y elementos de hormigón estructural.

La armadura de ***transferencia del corte*** puede estar constituida tanto por ***barras o alambres de armadura como por conectores de corte***, incluso por ***soldadura "in situ"*** de placas de acero después de colocado el hormigón.

El diseño de los ***conectores de corte*** para resistir la acción compuesta de una losa de hormigón y una viga de acero no está considerado en este Reglamento, razón por la cual se recomienda realizar el mencionado diseño de acuerdo con los lineamientos establecidos en la referencia 11.47.

C 11.7.5. El ***límite superior fijado para la resistencia al corte se especifica porque las expresiones (11-25) y (11-26) no son conservadoras cuando V_n supera dicho valor.***

C 11.7.7. Cuando un esfuerzo resultante de tracción actúa a través de un plano de corte, se debe disponer la armadura necesaria para absorber dicha tracción, ***armadura que debe ser adicional a aquella dispuesta para la transferencia del corte***.

La tracción se puede originar por restricción de las deformaciones debidas a las variaciones de temperatura, fluencia lenta y contracción.

Los ***esfuerzos de tracción han originado fallas, particularmente en los apoyos de las vigas cuando un momento actúa sobre un plano de corte, las tensiones de tracción por flexión y las tensiones de compresión por flexión están en equilibrio, no existiendo ningún cambio en el esfuerzo de compresión resultante A_{vf} f_y que actúa a través del plano de corte, razón por la cual tampoco hay cambios en la resistencia a la transferencia del corte***.

Por lo tanto, ***no es necesario disponer armadura adicional para resistir los esfuerzos de tracción por flexión***, a menos que la armadura de tracción por flexión requerida supere la cantidad de armadura por transferencia de corte determinada en la zona de tracción por flexión (ver la referencia 11.48. en la cual se describe como se han demostrado estos conceptos en forma experimental).

También se ha demostrado en forma experimental, de acuerdo con la referencia 11.43. que, ***cuando un esfuerzo de compresión resultante actúa a través de un plano de corte, la resistencia a la transferencia de corte es función de la suma del esfuerzo de compresión resultante y del esfuerzo A_{vf} f_y en la armadura de corte por fricción***.

En el dimensionamiento se puede aprovechar la existencia de un esfuerzo de compresión a través del plano de corte, para reducir la cantidad de armadura de corte por fricción, ***sólo cuando se tenga la certeza absoluta de que el esfuerzo de compresión es permanente***.

C 11.7.8. ***Cuando no hay ningún momento actuando a través del plano de corte***, la armadura se deberá distribuir de manera uniforme a lo largo del plano de corte con el fin de minimizar los anchos de las fisuras.

Cuando un momento actúa a través del plano de corte, se recomienda distribuir la armadura de transferencia del corte de manera ***que la mayor parte se ubique en la zona de tracción por flexión***.

Dado que la armadura de corte por fricción actúa en tracción se debe disponer un anclaje de tracción total en ambos lados del plano de corte.

Además, el anclaje de la armadura de corte por fricción ***se debe vincular*** (enlazar) con la armadura principal, de lo contrario se puede presentar una fisura potencial entre la armadura de corte por fricción y la estructuras de hormigón. Este requerimiento se aplica en forma particular a los pasadores de corte con cabezas soldadas que se utilizan con insertos de acero para materializar las uniones tanto de elementos de hormigón prefabricado como de hormigón colocado in-situ. El anclaje se puede desarrollar por ***adherencia***, por ***anclaje mecánico soldado***, o mediante ***pasadores roscados e insertos de tornillos***. Las limitaciones de espacio a menudo exigen la utilización de anclajes mecánicos soldados. Para el anclaje de los pasadores de corte con cabezas soldadas en el hormigón se recomienda consultar la referencia 11.18.

C 11.8. VIGAS DE GRAN ALTURA

C 11.8.1. El ***comportamiento de una viga de gran altura*** se describe en las referencias 11.5. y 11.45.

En el caso de las ***vigas de gran altura que soportan cargas gravitatorias, este artículo se podrá utilizar únicamente si las cargas están aplicadas en la parte superior de la viga y a su vez la viga está apoyada en su cara inferior***.

Si las cargas se aplican a los lados o en la parte inferior de estos elementos, el dimensionamiento por corte se debe realizar como si se tratara de vigas ordinarias.

La armadura longitudinal de las vigas de gran altura se debe prolongar hasta los apoyos y se debe anclar en forma adecuada mediante empotramiento, ganchos, o soldadura de dispositivos especiales. No se recomienda la utilización de barras dobladas.

C 11.8.2. ***Las vigas de gran altura se pueden dimensionar utilizando los modelos de bielas, independientemente de la forma en que estén cargadas y apoyadas***.

El artículo 10.7.1. permite utilizar ***análisis no lineales de tensiones*** para el dimensionamiento de vigas de gran altura, ***análisis que deben considerar los efectos de la fisuración sobre la distribución de las tensiones***.

C 11.8.3. Hasta la edición 1999 del Código ACI 318, se especificaba ***un valor máximo de resistencia al corte por deslizamiento***. Sin embargo una reelaboración y examinación de los resultados de ensayos sugirió que ***ese límite de resistencia se había deducido de ensayos en los cuales las vigas fallaron debido al aplastamiento de las zonas de apoyo***. Esta posibilidad está específicamente considerada en el proceso de dimensionamiento establecido en este Reglamento.

C 11.8.4. y **C 11.8.5.** Las cantidades relativas de ***armadura de corte horizontal y vertical*** han sido intercambiadas con respecto a las exigidas por el Código ACI 318 hasta su edición 1999, debido a que los resultados de los ensayos que se describen en las referencias 11.49., 11.50. y 11.51. han demostrado que la ***armadura de corte vertical es más efectiva que la armadura de corte horizontal***.

La ***máxima separación de las barras y alambres se ha reducido*** de ***450 mm*** a ***300 mm*** dado que ***esta armadura es la responsable de restringir el ancho de las fisuras***.

C 11.9. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MÉNSULAS CORTAS

Las ménsulas cortas son estructuras en voladizo que tienen una relación ***entre la luz de corte y la altura igual o menor que 1*** y que tienden a actuar más como reticulados simples o vigas de gran altura, que como aquellos elementos sujetos a flexión, dimensionados a corte de acuerdo con el artículo 11.3.

La ***ménsula corta*** que se ilustra en la Figura 11.9.1. de este Reglamento, ***puede fallar por corte a lo largo de la superficie de contacto*** (interfase) ***entre la columna y la ménsula***, ya sea por fluencia de la armadura traccionada, por aplastamiento o compresión diametral de compresión, como por la falla localizada ya sea del apoyo por aplastamiento o por corte, bajo la placa de apoyo cargada.

Estos modos de falla se analizan con mayor detalle en la referencia 11.1. y la simbología utilizada en el artículo 11.9. se ilustra en la Figura 11.9.2.

C 11.9.1. Este Reglamento especifica en los artículos 11.9.3. y 11.9.4. un límite superior ***igual a 1***, para la relación a_v / d por dos motivos:

1) para relaciones ***luz de corte / altura*** cuyo valor supera la unidad $(a_v /d > 1)$, las fisuras diagonales de tracción están menos inclinadas y ***no resulta apropiado utilizar estribos horizontales como se establece en el artículo 11.9.4.,***

2) este método de diseño ha sido validado en forma experimental, ***sólo*** para valores de a_v /d menores o iguales que $1\ (a_v / d \leq 1)$.

Este Reglamento especifica también un ***límite superior para*** N_{uc} porque este método de diseño ha sido validado en forma experimental ***sólo*** para valores de $N_{uc} \leq V_u$, incluyendo el valor $N_{uc} = 0$.

C 11.9.2. Este Reglamento especifica una ***altura mínima en el borde exterior del área de apoyo con el fin de evitar que ocurra una falla prematura***, debida a la eventual formación de una fisura importante de tracción diagonal, que se propague desde abajo del área de apoyo hacia la cara exterior inclinada de la ménsula corta.

En la referencia 11.52. de describen las fallas de este tipo que se han observado en las ménsulas cortas con alturas en el exterior del área de apoyo menores que las especificadas en este artículo del Reglamento.

C 11.9.3.1. El comportamiento de las ménsulas cortas es predominantemente controlado por el corte, por lo que ***para todas las condiciones de dimensionamiento se especifica un único valor de*** $\phi = 0,75$.

C 11.9.3.2.2. Los ensayos descriptos en la referencia 11.53. han demostrado que la máxima resistencia al corte de las ménsulas cortas construidas con hormigones con todos sus componentes “livianos” (menor densidad que la normal) es ***función tanto de la relación*** a_v / d ***como del valor*** f'_c .

Como no se dispone de datos para ménsulas cortas construidas con hormigón liviano conteniendo arena de peso normal, se ha decidido aplicar las mismas limitaciones tanto a las ménsulas cortas construidas con hormigones livianos como a aquellas construidas con hormigones livianos conteniendo arena de peso normal.

C 11.9.3.3. La armadura necesaria para resistir los momentos se puede determinar aplicando la teoría clásica de flexión. El ***momento mayorado se debe determinar sumando los momentos alrededor de la armadura de flexión en la cara del apoyo***.

C 11.9.3.4. Dado que la magnitud de las fuerzas horizontales que actúan sobre las ménsulas cortas no se puede determinar habitualmente con mucha precisión, este Reglamento especifica un valor de N_{uc} ***que se debe considerar siempre como sobre-carga a los fines de determinar el coeficiente de mayoración de las acciones a utilizar***.

C 11.9.3.5. Los resultados de los ensayos descriptos en la referencia 11.53. indican que la cantidad total de armadura $(A_{sc} + A_h)$ que debe cruzar la proyección vertical de la cara del apoyo debe ser ***la que resulte mayor entre***:

a) la suma de A_{vf} , determinada de acuerdo con el artículo 11.9.3.2., y de A_n determinada de acuerdo con el artículo 11.9.3.4.

b) la suma de ***1,5 veces el valor de*** A_f , determinado de acuerdo con el artículo 11.9.3.3., y el valor de A_n determinado de acuerdo con el artículo 11.9.3.4.

Cuando es determinante la ***condición a)*** se debe disponer como ***armadura principal de tracción el valor*** $A_{sc} = (2\ A_{vf} / 3 + A_n)$ y el valor restante $\frac{A_{vf}}{3}$ se debe disponer como ***estribos cerrados paralelos*** a A_{sc} , distribuidos dentro de una distancia $\frac{2}{3}d$, adyacente a A_{sc}. El artículo 11.9.4. satisface esta condición al exigir un valor de $A_h = 0{,}5\left(\frac{2}{3}A_{vf}\right)$.

Cuando es determinante la ***condición b)***, se debe disponer como ***armadura principal de tracción el valor*** $A_{sc} = (A_f + A_n)$ y el valor restante $\frac{A_f}{2}$ se debe disponer como estribos cerrados paralelos a A_{sc} y distribuidos dentro de una distancia $\frac{2}{3}d$, adyacente a A_{sc} . El artículo 11.9.4. satisface también esta exigencia.

C 11.9.4. Los ***estribos cerrados paralelos a la armadura principal de tracción*** se necesitan para prevenir y evitar una falla prematura de la ménsula corta por tracción diagonal.

El área necesaria de estribos cerrados $A_h = 0{,}5\ (A_{sc} - A_n)$ proporciona las cantidades apropiadas de estribos como se describe en el comentario al artículo 11.9.3.5.

C 11.9.5. Este Reglamento especifica una ***cantidad mínima de armadura para evitar la posibilidad de una falla súbita***, en caso que la ménsula corta se fisure bajo la acción del momento de flexión y de la fuerza externa de tracción N_{uc} .

C 11.9.6. Dado que la componente horizontal de la biela inclinada de compresión del hormigón (ver la Figura 11.9.1.) se transfiere a la armadura principal de tracción en el lugar en el que se ubica la carga vertical, la armadura A_{sc} es solicitada esencialmente de manera uniforme, desde la cara del apoyo hasta el punto en el que se aplica la carga vertical.

Por lo tanto ***A_{sc} se debe anclar en su extremo exterior y en la columna de apoyo, de manera tal que sea capaz de desarrollar su tensión de fluencia desde la cara del apoyo hasta la carga vertical***.

Para obtener un anclaje satisfactorio en el extremo exterior se deben ***doblar las barras o alambres que constituyen A_{sc} en forma de bucle horizontal como se especifica en el artículo 11.9.6.b***) o se debe soldar a las barras o alambres A_{sc} una barra de igual diámetro o un perfil metálico de tamaño adecuado.

Las soldaduras se deben diseñar para desarrollar la resistencia a la fluencia de la armadura A_{sc} .

En la Figura C 11.9.6. se muestra un detalle de la soldadura utilizada con éxito en los ensayos de ménsulas cortas que se describen en la referencia 11.53.

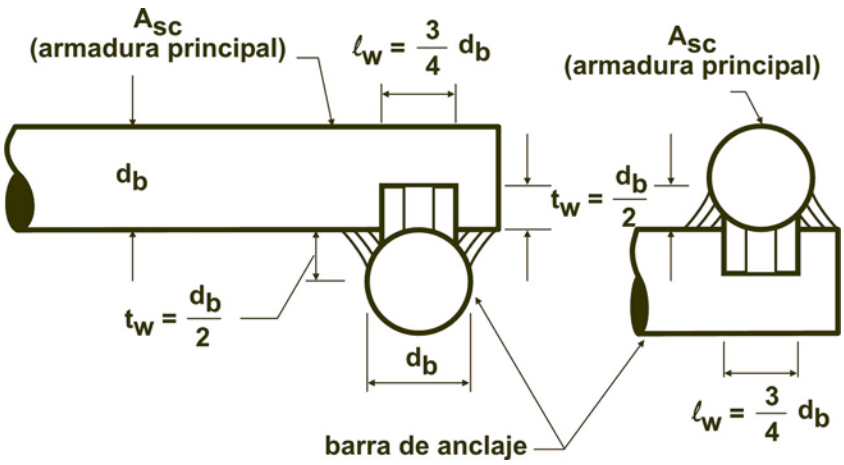


Figura C 11.9.6. Detalles de la soldadura utilizada en los ensayos que se describen en la referencia 11.53.

La armadura A_{sc} se debe anclar dentro de la columna de apoyo de acuerdo con las especificaciones del Capítulo 12. Además se recomienda leer los comentarios adicionales con respecto a los anclajes extremos del artículo C 12.10.6.

C 11.9.7. La restricción con respecto a la ubicación del área de apoyo se establece con el fin de asegurar el desarrollo de la tensión de fluencia de la armadura A_{sc} , cerca de la carga. Cuando se diseñan ménsulas para resistir fuerzas horizontales, ***la placa de apoyo se debe soldar a la armadura de tracción A_{sc}*** .

C 11.10. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA TABIQUES

C 11.10.1. El análisis del ***corte en el plano de un tabique*** es muy importante, principalmente para tabiques de corte con una ***relación altura / longitud*** pequeña. El diseño de los tabiques altos, en particular aquellos tabiques con una armadura uniformemente distribuida, estarán probablemente controlados por consideraciones de flexión.

C 11.10.3. Aunque la ***relación ancho/espesor de un tabique de corte*** es menor que la misma relación en vigas comunes, los ensayos descriptos en la referencia 11.54., realizados sobre este tipo de tabiques con un espesor igual a $\ell_w/25$, han indicado que se pueden obtener tensiones últimas de corte mayores que $\frac{5}{6}\sqrt{f'_c}$.

C 11.10.5. y **C 11.10.6.** Las expresiones (11-29) y (11-30) se deben utilizar para ***determinar la resistencia a la fisuración inclinada en cualquier sección a través de un tabique de corte***.

La expresión (11-29) considera la existencia de una tensión principal de tracción, aproximadamente igual a $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$, en el baricentro de la sección transversal del tabique de corte.

La expresión (11-30) considera, en forma aproximada, la existencia de una tensión de tracción por flexión igual a $\frac{1}{2}\sqrt{f'_c}$, en una sección ubicada a una distancia $\ell_w/2$ por arriba de la sección que se está considerando.

A medida que el término:

$$\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}\right)$$

disminuye, la expresión (11-29) controlará la situación antes de que esta expresión llegue a ser negativa. ***Una vez que la expresión resulta negativa se debe utilizar la expresión (11-29)***.

C 11.10.7. Los valores de V_c determinados con las expresiones (11-29) y (11-30) en una sección ubicada a una distancia $\ell_w/2$ ó $h_w/2$ (la que sea menor) por arriba de la base, ***se deben aplicar a la mencionada sección y a todas las secciones ubicadas entre ella y la base***.

Sin embargo, el esfuerzo de corte mayorado máximo, V_u , en cualquier sección, incluyendo la base del tabique, ***está limitado al valor*** ϕV_n , de acuerdo con el artículo 11.10.3.

C 11.10.9. Diseño de la armadura de corte para tabiques

Todos los tabiques deben disponer de armadura de corte, tanto vertical como horizontal.

La simbología utilizada para identificar la ***dirección de la armadura de corte distribuida en los tabiques*** se actualizó en la edición 2005 del Código ACI, con el fin de eliminar conflictos exixtentes en la versión 2002 y anteriores, con respecto a la simbología utilizada en los Capítulos 11 y 14 para los tabiques estructurales habituales y la simbología utilizada en el Capítulo 21 del Código para los tabiques estructurales sismorresistentes (cabe aclarar que este Capítulo 21 no ha sido adoptado por el CIRSOC, dado que el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103-Parte II-2005*** desarrolla en forma completa este tipo de estructuras).

En esta edición 2005, la armadura distribuida se identifica en función de su ***orientación paralela*** ya sea al eje vertical u horizontal del tabique.

De esta forma, para segmentos verticales de tabique, la simbología utilizada para describir la ***cuantía de armadura horizontal distribuida*** será ρ_t , y la simbología utilizada para describir la ***cuantía de armadura vertical distribuida*** sera ρ_ℓ

Para los tabiques de baja altura, los ensayos descriptos en la referencia 11.55. indican que la armadura de corte horizontal pasa a ser menos efectiva mientras la armadura vertical se transforma en más efectiva.

Este cambio en el ***grado de efectividad de la armadura horizontal con respecto a la armadura vertical está contemplado en la expresión*** (11-32).

Cuando se verifica que $h_w / \ell_w \leq 0{,}5$ ***la cantidad de armadura vertical es igual a la cantidad de armadura horizontal***.

Cuando se verifica que $h_w / \ell_w > 0{,}5$, ***sólo se debe colocar una cantidad mínima de armadura vertica***l ***(0,0025*** s_1 ***h)***.

La expresión (11-31) se desarrolla en función de la resistencia al corte, V_s , proporcionada por la armadura de corte horizontal para su aplicación directa en las expresiones (11-1) y (11-2).

También se debe determinar y colocar la armadura de corte vertical de acuerdo con las especificaciones del artículo 11.10.9.4. y dentro de las limitaciones que impone el artículo 11.10.9.5. para la separación entre las barras y alambres.

C 11.11 TRANSMISIÓN DE LOS MOMENTOS A LAS COLUMNAS

C 11.11.1. Los ensayos descriptos en la referencia 11.56. han demostrado que la zona de la unión de ***nudo viga-columna***, en el interior de un edificio no necesita armadura de corte siempre que dicha unión se ***confine*** en los cuatro lados por vigas cuya altura sea aproximadamente igual.

Sin embargo, las uniones sin confinamiento lateral, tales como las uniones existentes en el exterior de los edificios, necesitan armadura de corte para prevenir el deterioro debido a la fisuración por corte. (ver la referencia 11.57.).

En las zonas sísmicas es necesario que los nudos resistan varias inversiones de cargas a nivel de la capacidad a flexión de las vigas adyacentes, razón por la cual se debe aplicar el ***Reglamento Argentino INPRES-CIRSOC 103-Parte II - 2005 "Construcciones Sismo-rresistentes de Hormigón Armado"***.

C 11.12. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS

C 11.12.1. Para la aplicación del artículo 11.12 se debe diferenciar claramente entre el ***comportamiento de una losa larga y angosta, o el de una zapata, actuando como viga, del comportamiento de una losa o zapata sujeta a esfuerzos en dos direcciones***, cuando la falla puede ocurrir por punzonamiento a lo largo del perímetro de una pirámide o cono truncado, situado alrededor de una carga concentrada o superficie de reacción.

C 11.12.1.2. La ***sección crítica*** para el corte en losas sujetas a flexión en dos direcciones sigue el perímetro del borde de la superficie de carga o superficie cargada (ver la referencia 11.3.).

La ***tensión de corte*** que actúa en la ***sección crítica*** debido a las ***cargas mayoradas***, es una función del valor $\sqrt{f'_c}$ y de la relación entre la dimensión lateral de la columna y el espesor efectivo de la losa.

Para facilitar la determinación se puede utilizar una expresión mucho más simple que resulta de suponer una ***sección seudocrítica***, ubicada a una distancia ***d/2*** a partir de la periferia de la carga concentrada. Cuando se realiza esta consideración, la resistencia al corte es ***"casi"*** independiente de la relación entre el tamaño de la columna y el espesor de la losa.

Para las ***columnas rectangulares***, esta sección crítica originalmente se definió por medio de líneas paralelas ubicadas a una distancia ***d/2*** de los bordes de la superficie de carga o superficie cargada.

El artículo 11.12.13. permite la utilización de una ***sección crítica rectangular***.

Para las ***losas de espesor uniforme*** es suficiente verificar el ***corte en una sección***.

Para las ***losas con espesor variable***, como sucede en el caso de los bordes de los ábacos, ***es necesario verificar el corte en varias secciones***.

Para las ***columnas de borde***, en las cuales la losa se prolonga en voladizo más allá de la columna, el perímetro crítico puede estar formado tanto por ***tres*** como por ***cuatro*** lados.

C 11.12.2.1. Para las ***columnas cuadradas***, el valor de la tensión de corte debida a las cargas últimas, en las losas sometidas a flexión en dos direcciones, se limita a un valor igual a $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$.

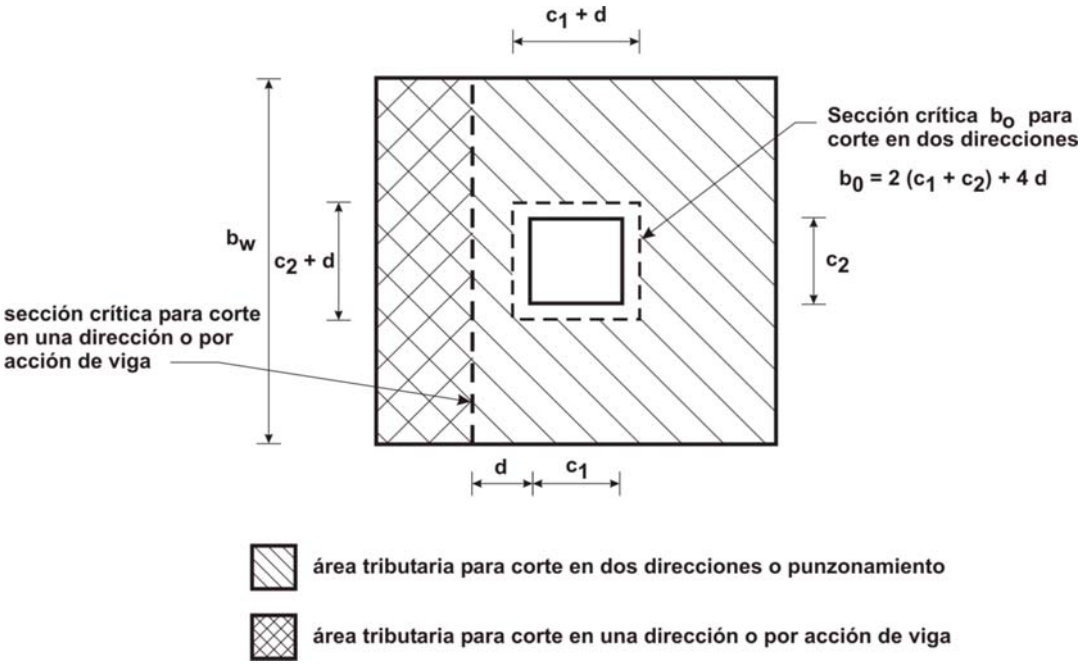


Figura C 11.12.1.2. Áreas tributarias y secciones críticas para corte en zapatas

No obstante, los resultados de los ensayos descriptos en la referencia 11.58. indican que el valor de $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$ ***no es conservador*** cuando la relación β entre las longitudes de los lados mayor y menor de una columna rectangular, o de una superficie de carga (o superficie cargada) es mayor que ***2*** o sea ($\beta > 2$).

En estos casos, la ***tensión de corte real en la sección crítica***, durante la falla por punzonamiento, varía desde un ***valor máximo*** aproximado de $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$, alrededor de las esquinas de las columnas o de la superficie cargada, hasta un valor de $\frac{1}{6}\sqrt{f'_c}$, o menor, a lo largo de los lados.

Otros ensayos, como los descriptos en la referencia 11.59. indican que el valor V_c ***disminuye a medida que aumenta el valor de la relación*** b_o/d. Las expresiones (11-33) y (11-34) se desarrollaron con el fin de considerar estos dos efectos.

Las palabras ***"interior", "de borde",*** o ***"de esquina"*** utilizadas en el artículo 11.12.2.1.b) se refieren a las secciones críticas con 4, 3 ó 2 lados respectivamente.

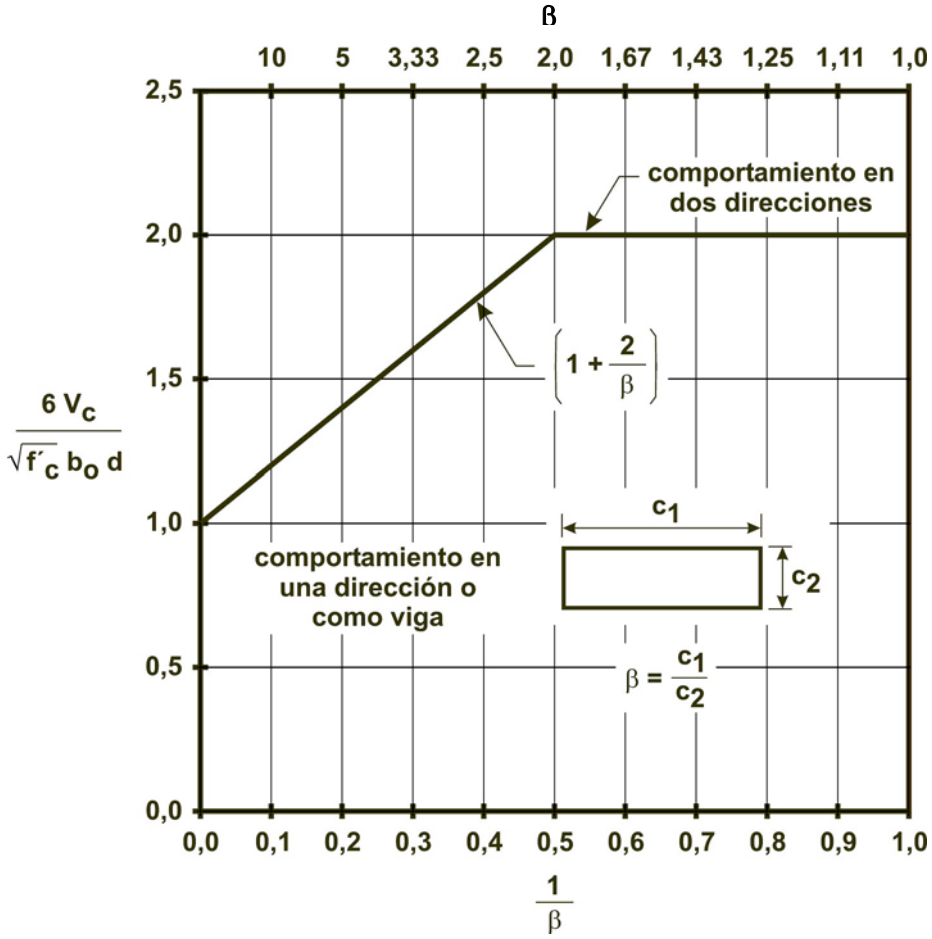


Figura C 11.12.2.1.a). Resistencia al corte del hormigón en zapatas.

Para aquellas ***formas distintas a la rectangular***, el valor β se debe determinar como la relación entre la mayor longitud total de la superficie cargada efectiva y la mayor dimensión total de la misma superficie cargada efectiva, medida en forma perpendicular a aquella, tal como se ilustra en la Figura C 11.12.2.b) donde se adopta $\beta = \frac{a}{b}$, para una superficie en forma de ***"L".***

La ***superficie cargada efectiva*** es aquella superficie que ***encierra totalmente a la superficie cargada real*** y para la cual el ***perímetro es mínimo***.

C 11.12.2.2. Para las ***losas y zapatas pretensadas***, este Reglamento especifica una forma modificada de las expresiones (11-33) y (11-36) para la determinación de la resistencia al corte cuando la ***losa está solicitada en dos direcciones***.

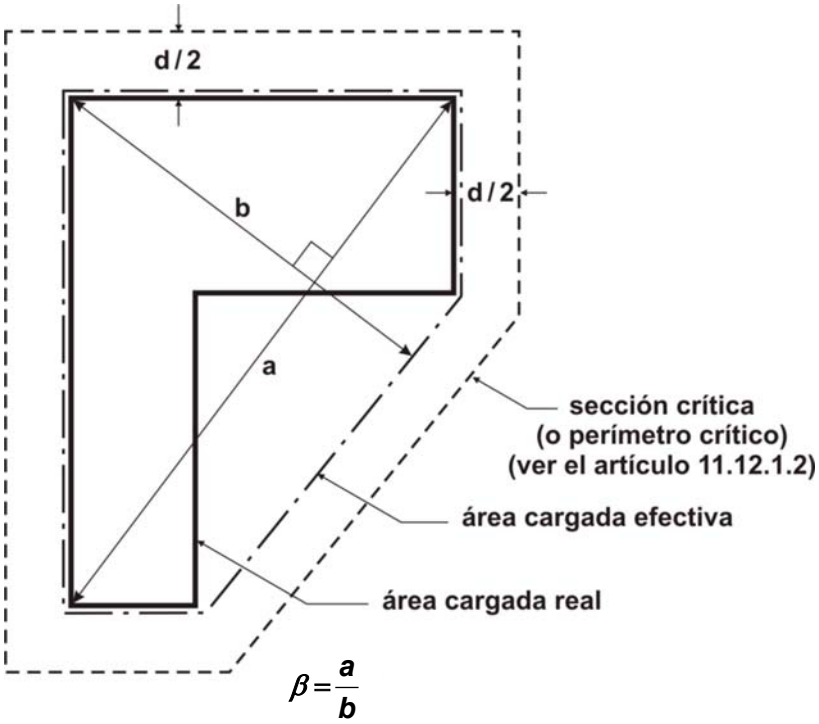


Figura C 11.12.2.1.b). Valores de β para un área de carga no rectangular.

Las investigaciones realizadas, y descriptas en las referencias 11.60. y 11.61., demuestran que la ***resistencia al corte de las losas pretensadas en dos direcciones***, alrededor de las columnas interiores se puede determinar, en forma conservadora, por medio de la expresión (11-36).

El valor de V_c en la expresión (11-36) corresponde al inicio de la falla por tracción diagonal del hormigón en la sección crítica definida en el artículo 11.12.1.2.

Este ***mecanismo de falla*** difiere del que se indica en la expresión (11-33), que corresponde a ***una falla por punzonamiento de la zona de compresión del hormigón alrededor del perímetro de la superficie cargada***. En consecuencia, el término β no forma parte de la expresión (11-36).

Los valores de cálculo de f'_c y f_{pc} están limitados debido al escaso número de resultados de ensayos disponibles con valores más altos. En la determinación del valor de f_{pc} ***se deben tener en cuenta las pérdidas de pretensado debidas a las restricciones de la losa por la presencia de tabiques de corte y otros elementos estructurales***.

En una ***losa pretensada*** con cables distribuidos, el término V_p en la expresión (11-36) contribuye sólo en pequeña medida a la resistencia al corte, razón por la cual se puede adoptar, en forma conservadora, $V_p = 0$. Cuando se incluye el valor de V_p, se debe especificar el perfil longitudinal de los cables que se han supuesto en el diseño.

Para un ***apoyo de columna exterior***, donde la distancia desde el borde exterior de la columna al borde de la losa, es menor que ***4 veces*** el espesor de la losa, ***el pretensado no es completamente efectivo alrededor del perímetro total b_o de la sección crítica***.

Por lo tanto la resistencia al corte en este caso se considera, en forma conservadora, igual que para una losa no pretensada.

C 11.12.3. Las investigaciones que se describen en las referencias 11.62., 11.63., 11.64., 11.65. y 11.66., han demostrado ***que la armadura de corte constituida por barras o alambres anclados en forma correcta*** y por ***estribos de una o múltiples ramas***, o por ***estribos cerrados***, puede ***aumentar la resistencia al corte por punzonamiento de las losas***.

Los límites para la separación de la armadura, indicados en el artículo 11.12.3.3., corresponden a un detallado de la armadura de corte que ha probado ser muy efectiva en losas.

Los artículos 12.13.2. y 12.13.3. contienen especificaciones para el ***anclaje de la armadura de corte del tipo de la de estribos, que también se deben aplicar a las barras o alambres utilizados como armadura de corte en las losas.***

Este Reglamento considera fundamental que esta armadura de corte se vincule (se enganche) con la armadura principal tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa como se ilustra en las Figuras 11.12.3. a) a ***c).***

En las ***losas con una altura igual o menor que 250 mm*** puede resultar difícil anclar la armadura de corte, de acuerdo con las prescripciones del artículo 12.13. En la referencia 11.66. se describen experiencias que han resultado exitosas utilizando ***armadura de corte constituida por barras verticales ancladas en forma mecánica a cada extremo, por medio*** de una placa o de una cabeza capaces de desarrollar la tensión de fluencia de las barras. (pasadores con cabeza soldada).

En la referencia 7.19. se explica que a menudo se utiliza armadura de corte especial en los apoyos de las placas planas y algunas veces también en los de las losas planas. Esta armadura puede tener diversas configuraciones; algunos de los tipos más comunes se ilustran en la Figura C 11.12.3. de la citada referencia.

*Los conectores de corte que aparecen en **(a)** y **(c)** constan de perfiles estándares de acero estructural embebidos en la losa y que se prolongan más allá de las columnas; éstos ayudan a aumentar el **perímetro efectivo b_o** de la sección crítica de corte, y pueden contribuir a la resistencia a flexión negativa de la losa. La armadura mostrada en **(a)** es particularmente adecuada para columnas de hormigón; consta de longitudes cortas de vigas en forma de **I** o de vigas de ala ancha, cortadas y soldadas en los puntos de intersección de modo que los brazos sean continuos a través de la columna. La armadura negativa normal en la losa pasa sobre la parte superior del perfil estructural, mientras que las barras inferiores se interrumpen justo contra los conectores. Las barras de la columna pasan verticalmente por las esquinas sin interferencia. La efectividad de este tipo de conectores de corte se ha documentado muy bien mediante ensayos en los laboratorios de la Portland Cement Association. La disposición de los canales mostrada en **(c)** es muy similar en su funcionamiento, pero está adaptada para utilizarse con columnas de acero. La distribución de barras dobladas en **(b)** es apropiada para aplicarse en columnas de hormigón. Las barras se doblan generalmente a 45° a través de la fisura potencial de tensión*

*diagonal y se prolongan a lo largo de la parte inferior de la losa una distancia suficiente para desarrollar su resistencia por adherencia. El collar con aletas de **(d)** está diseñado principalmente para ser utilizado en construcción de losas izadas y consta de una placa plana inferior con elementos verticales de rigidización; puede incorporar los agujeros para las barras de izaje y se emplea por lo general en forma conjunta con cojinetes de corte soldados directamente a las superficies de la columna por debajo del collar para transferir la reacción vertical.*

*Otro tipo de armadura de corte se ilustra en la variante **(e)** donde se utilizan estribos verticales junto con barras horizontales suplementarias que salen radialmente de los apoyos en dos direcciones perpendiculares, para conformar las llamadas vigas integrales que se encuentran totalmente dentro del espesor de la losa; estas vigas actúan de la misma manera general que los conectores de corte de las Figuras **(a)** y **(c)**. Un anclaje adecuado para los estribos es difícil en losas con espesores menores de aproximadamente 25 mm. En todos los casos deben utilizarse estribos en forma de aros cerrados con una barra horizontal de diámetro grande en cada punto de doblez, y los estribos deben terminar en un gancho estándar.*

*Un desarrollo reciente consiste en utilizar como armadura espigos de corte (**pasadores de corte**) que presenta en la Figura **(f)**. Éstos constan de un cuerpo de acero de cabeza grande soldado a bandas de acero. Durante la construcción, las bandas se apoyan en asientos de alambre para mantener el recubrimiento de hormigón requerido en la parte inferior de la losa por debajo de la banda, y el recubrimiento usual se mantiene sobre la parte superior de la cabeza del pasador. Gracias al anclaje efectivo suministrado por la cabeza del pasador y por la banda de acero, estos dispositivos son más eficientes, según los ensayos, que la armadura con barras dobladas o el ejemplo de viga integral. Además, se pueden colocar con mayor facilidad y menos interferencias con las otras armaduras si se los compara con otros tipos de tipos de armadura de corte.*

En una unión losa-columna, en la cual la transferencia de momentos es despreciable, la ***armadura de corte debe ser simétrica alrededor del baricentro de la sección crítica*** (ver la Figura 11.12.3.d) de este Reglamento. En las Figuras 11.12.3.d) y e) también se ilustran los ***valores límites*** establecidos para la ***separación de las barras y alambres***, definidos en el artículo 11.12.3.3.

En las ***columnas de borde***, o en las ***uniones interiores***, donde la ***transferencia de momento es significativa se recomienda la colocación de estribos cerrados con una distribución tan simétrica como sea posible***.

Aunque las ***tensiones de corte promedio*** en las caras ***AD*** y ***BC*** de la columna exterior de la Figura 11.12.3. e) son menores que en la cara ***AB***, los estribos cerrados que se extienden desde las caras ***AD*** y ***BC*** proporcionan cierta ***capacidad torsional a lo largo del borde de la losa***.

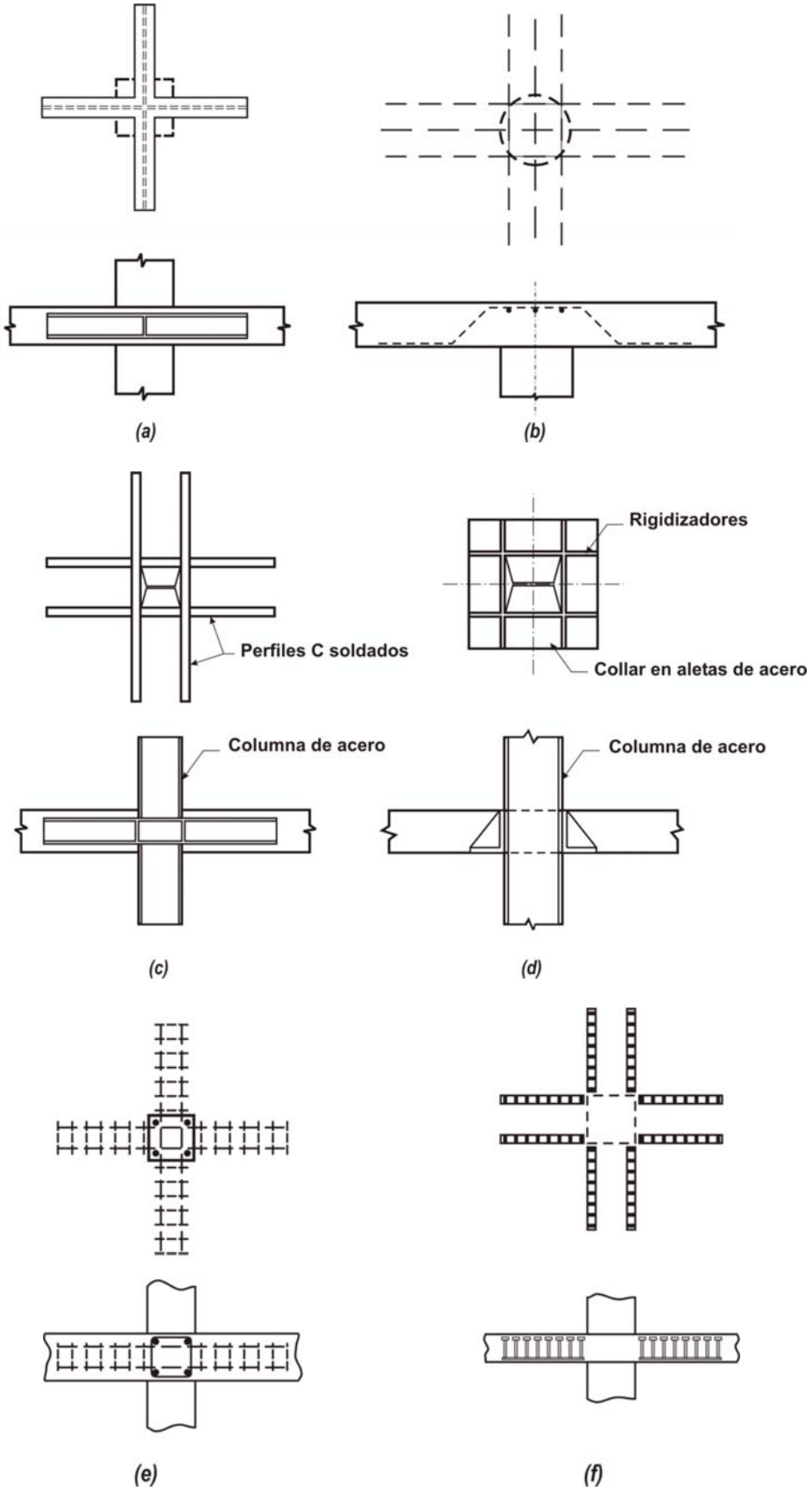


Figura C 11.2.3. Armadura de corte para placas planas.

C 11.12.4. En base a los resultados de ensayos descriptos en la referencia 11.67., se incluyen en este Reglamento procedimientos de cálculo para los ***conectores de corte constituidos por perfiles de acero estructural***.

Para un ***nudo de columna que transfiere momentos***, el diseño de los ***conectores de corte*** se debe realizar de acuerdo con las indicaciones del artículo 11.12.6.3.

Para el diseño de la ***armadura constituida por conectores de corte, en las uniones que transfieren corte*** debido a las cargas gravitatorias, se deben considerar tres criterios básicos:

1) se debe suministrar una resistencia mínima a flexión con el objeto de garantizar que ***se alcance la resistencia al corte de la losa antes que se supere la resistencia al corte del conector***,

2) se debe ***limitar la tensión de corte en la losa***, en el extremo del conector de corte,

3) una vez que estos dos primeros criterios se han verificado el proyectista o diseñador estructural ***puede reducir la armadura negativa de la losa***, en forma proporcional a la contribución del momento flexor del conector de corte a la resistencia a la flexión en la sección de cálculo.

C 11.12.4.5. y **C 11.12.4.6.** La distribución idealizada del corte que se supone a lo largo del brazo de un conector de corte, en una columna interior se ilustra en la Figura 11.12.4.5.

El corte a lo largo de cada una de las ramas del conector se considera igual a:

$$\frac{\alpha_v \; V_c}{n}$$

siendo:

α_v la relación de rigidez entre el brazo del conector de corte y la sección de la losa compuesta que lo rodea. Se define en el artículo 11.12.4.5.

n el número de brazos idénticos del conector de corte. Se define en el artículo 11.12.4.6.

V_c la resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón. Se define en el artículo 11.12.2.1.

Sin embargo, el ***corte máximo en la cara de la columna se debe considerar igual al total del corte considerado por rama*** $\frac{V_u}{\phi n}$, ***menos el corte soportado en la columna por la zona de compresión del hormigón de la losa***.

Este último término se debe determinar con la expresión:

$$(V_c \ / \ n)(1 - \alpha_v)$$

de modo tal que se aproxime a ***cero*** para un ***conector de corte de gran rigidez*** y se aproxime a $\frac{V_u}{\phi n}$ cuando se utiliza un ***conector de corte flexible***.

La expresión (11-37) surge entonces de la hipótesis de que el valor de $\phi \ V_c$ es aproximadamente la ***mitad del esfuerzo de corte mayorado*** V_u.

En esta expresión, M_p ***es el momento plástico requerido en cada brazo del conector de corte para asegurar que se alcanza el esfuerzo de corte mayorado*** V_u ***en el instante en que se alcanza la resistencia a momento del conector de corte***.

La longitud ℓ_v ***es la distancia desde el centro de la columna al punto en el cual ya no son necesarios los conectores de corte, y la distancia*** c_1 ***/2 es la mitad de la dimensión de la columna en la dirección considerada***.

C 11.12.4.7. Los resultados de ensayos descriptos en la referencia 11.67. indican que las losas que contienen conectores de corte ***"subarmados"***, ***fallan en una sección crítica ubicada en el extremo del conector de corte, con tensiones de corte menores o iguales que*** $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$.

Aunque la utilización de los conectores de corte ***"sobrearmados"*** permitió elevar la resistencia al corte hasta un valor equivalente, en forma aproximada, a $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$, los escasos resultados de ensayos disponibles ***sugieren que es conveniente realizar un diseño conservador***.

Por consiguiente, ***la resistencia al corte se debe determinar como*** $\frac{1}{3}\sqrt{f'_c}$ ***en una sección crítica supuesta, ubicada adentro del extremo del conector de corte***.

La mencionada ***sección crítica*** se debe considerar ubicada a lo largo de los brazos del conector de corte, a $\frac{3}{4}$ de la distancia $\left[\ell_v - \left(\frac{c_1}{2}\right)\right]$, desde la cara de la columna hasta el extremo del conector de corte. Sin embargo, esta ***sección crítica supuesta no necesita estar ubicada a una distancia menor que d/2 desde la cara de la columna***. Ver la Figura 11.12.4.7.

C 11.12.4.9. Cuando no se considere el pico de corte en la cara de la columna (corte máximo) y se suponga nuevamente que el valor de ϕV_c es, en forma aproximada, la mitad de V_u , ***la contribución del momento del conector de corte, M_v , se puede determinar en forma conservadora, con la expresión (11-38), en la cual ϕ es el valor del factor de reducción de resistencia correspondiente a la flexión***.

C 11.12.4.10. Ver el comentario al artículo 11.12.6.3.

C 11.12.5. Aberturas en losas

Las recomendaciones para el diseño de las aberturas en losas (y en zapatas) se especifican en la referencia 11.3. En la Figura 11.12.5. se indica, con líneas punteadas, ***la ubicación de las partes efectivas de la sección crítica, cerca de las aberturas típicas y de los extremos libres***. En la referencia 11.58. se describen las investigaciones adicionales que han permitido confirmar que estas recomendaciones son conservadoras.

C 11.12.6. Transferencia de momentos en las uniones de losas y columnas

C 11.12.6.1. En la referencia 11.68. se demuestra que cuando el ***momento se transfiere entre una columna y una losa***, el ***60 % del momento se debe considerar transmitido por flexión a través del perímetro de la sección crítica***, definida en el artículo 11.12.1.2., y ***el 40 %***, ***por excentricidad del corte con respecto al baricentro de la sección crítica***. Para columnas rectangulares, se considera que la parte del momento transferido por corte aumenta a medida que aumenta el ancho de la cara de la sección crítica que resiste al momento, como se indica en la expresión (13-1).

La mayor parte de los resultados presentados en la referencia 11.68. se han obtenido de ensayos realizados con columnas cuadradas, disponiéndose de escasa información para columnas circulares. En la Figura 13.6.2.5. se ilustran las secciones cuadradas equivalentes que tienen la misma superficie que algunas columnas no rectangulares.

C 11.12.6.2. La distribución de tensiones para las columnas interiores y exteriores se considera tal como se ilustra en la Figura 11.12.6.2. El ***perímetro de la sección crítica***, **ABCD**, se determina de acuerdo con el artículo 11.12.1.2. El esfuerzo de corte mayorado V_u y el momento no balanceado mayorado M_u se deben determinar con respecto al eje baricéntrico ***c-c*** de la sección crítica. Las ***tensiones de corte mayoradas máximas*** se pueden determinar con las siguientes expresiones:

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \; M_u \; c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{u(CD)} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v \; M_u \; c_{CD}}{J_c}$$

siendo:

γ_v la parte del momento no balanceado transmitido por excentricidad del corte en los nudos viga-columna. Se determina por medio de la expresión (11-39).

A_c el área de hormigón de la sección crítica considerada. Para una columna interior, el valor de A_c se determina con la siguiente expresión:

$$A_c = 2\,d\,(c_1 + c_2 + 2\,d).$$

J_c propiedad análoga al momento de inercia polar de la sección crítica considerada. Para una columna interior, el valor de J_c se determina con la siguiente expresión:

$$J_c = \frac{d\,(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)\,d^3}{6} + \frac{d\,(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Para las columnas ubicadas en el borde, o en la esquina de una losa, se pueden desarrollar expresiones similares para A_c y J_c .

De acuerdo con el artículo 13.5.3., ***la fracción del momento no balanceado entre la losa y la columna que no se transmite por excentricidad del corte, se debe transmitir por flexión***.

Un método conservador asigna ***la fracción transmitida por flexión al ancho efectivo de la losa***, definido en el artículo 13.5.3.2.

A menudo los proyectistas o diseñadores estructurales ***concentran la armadura de la faja de columna cerca de la columna con el fin de cubrir este momento no balanceado***.

Los resultados disponibles de los ensayos descriptos en la referencia 11.68. parecen indicar que esta práctica no aumenta la resistencia al corte, ***pero puede ser muy útil para aumentar la rigidez de la unión losa-columna***.

Los resultados de los ensayos descriptos en la referencia 11.69., indican que la ***capacidad de transferencia de momento de una losa pretensada a una unión con la columna se puede determinar con los procedimientos que se indican en los artículos 11.12.6. y 13.5.3***.

Cuando se utiliza ***armadura de corte***, la sección crítica ubicada más allá de la armadura de corte presenta, en general, una forma poligonal, como se puede observar en las Figuras 11.12.3.d) y e).

En la referencia 11.66. se especifican las expresiones que permiten determinar las tensiones de corte en tales secciones.

C 11.12.6.3. Los ensayos descriptos en la referencia 11.70. indican que las secciones críticas, definidas en los artículos 11.12.1.2.a) y 11.12.1.3., ***son apropiadas para la determinación de las tensiones de corte originadas por la transferencia de momentos aún cuando se utilicen conectores de corte***. Por lo tanto, aunque las secciones críticas para el corte directo y para el corte debido a la transferencia de

momento difieran, en las esquinas de la columna (donde la falla se inicia) dichas secciones críticas van a coincidir o a estar muy cerca. ***Dado que un conector de corte absorbe la mayor parte del corte a medida que los esfuerzos se aproximan a la columna, es un criterio conservador adoptar el esfuerzo máximo de corte como la suma de las dos componentes***.

El artículo 11.12.4.10. especifica que en ***las uniones con conectores de corte que transfieren momentos no balanceados***, el momento M_p se debe transferir a la columna, lo que se puede realizar por medio de ***un apoyo adecuado dentro de la columna o por medio de un anclaje mecánico activo***.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 12.

LONGITUDES DE ANCLAJE Y DE EMPALME DE LA ARMADURA

C 12.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

En la edición 2002 del Código ACI 318 se podía observar que en varios Capítulos se utilizaba el mismo símbolo para definir conceptos diferentes, situación que ha sido corregida en la edición 2005 en la cual se propone una simbología general sin superposición de símbolos.

Por esta razón se advierte al usuario acerca de las diferencias entre una edición y otra.

ACI 318-2002	*ACI 318-2005*
A_w	A_s
c	c_b
s_w	s
α	ψ_t
β	ψ_e
γ	ψ_s

C 12.1. ANCLAJE DE LA ARMADURA - REQUISITOS GENERALES

El concepto de la ***longitud de anclaje*** se presentó por primera vez en el Código ACI 318-edición 1971 con el fin de reemplazar la duplicidad de requisitos que existían para la adherencia por flexión y para la adherencia por anclaje vigentes hasta ese momento. La adopción de una resistencia promedio para la adherencia en la longitud total de anclaje de la armadura es un concepto más significativo, debido a que todos los ensayos de adherencia consideran una resistencia promedio para la adherencia sobre una determinada longitud embebida de la barra o alambre y que existen, cerca de las fisuras de flexión, grandes variaciones locales de la tensión de adherencia con valores muy difíciles de determinar (ver la referencia 12.1.).

En nuestro medio se ha optado por mantener el término ***"longitud de anclaje"*** en lugar de adoptar el término ***"longitud de desarrollo"*** que se utiliza en el ACI 318 y en varios países de América Latina.

El concepto de ***longitud de anclaje*** se basa en la tensión de adherencia lograda en la longitud embebida de la barra o alambre. Las longitudes de anclaje especificadas se requieren, en gran medida, por la tendencia de las barras o alambres muy solicitados, a fisurar secciones relativamente delgadas del hormigón que las rodea y contiene. Una barra o alambre aislado, embebido en una masa de hormigón, no necesita una gran longitud de anclaje, sin embargo, una hilera de barras o alambres embebidos aún en un hormigón masivo, pueden crear un plano débil con fisuración y hendimiento longitudinal a lo largo del plano de dichas barras o alambres.

En la práctica, el concepto de longitud de anclaje implica contar con longitudes o extensiones mínimas de las barras o alambres a partir de las secciones donde se producen las tensiones máximas en la armadura. Estas tensiones máximas generalmente ocurren en los puntos especificados en el artículo 12.10.2.

La longitud de la barra o del alambre necesaria para anclar la armadura es función de la resistencia del hormigón al hendimiento y de su resistencia al arrancamiento.

Cuando se utilizan barras o alambres de diámetros pequeños, con separaciones entre ellos mayores que los prescriptos por este Reglamento, pero con buenos recubrimientos, la falla se producirá por arrancamiento de la barra o alambre del hormigón.

En cambio la falla por hendimiento se produce cuando el recubrimiento o la separación entre las barras o alambres, o su confinamiento es insuficiente, en cuyo caso la fractura del hormigón se extiende hasta el extremo de la barra o del alambre.

En ambos casos el deslizamiento del acero que se genera se interpreta como un estado de falla por considerarse superada la resistencia de adherencia de la barra o del alambre, sin que la pieza haya desarrollado su capacidad portante.

En este Capítulo no se utiliza el factor de reducción de resistencia ϕ en las expresiones que determinan la longitud de anclaje y la longitud de empalme, dado que las expresiones ya tienen incorporada una tolerancia que contempla la reducción de la resistencia.

C 12.1.1. Las barras o alambres de acero necesitan, a partir de la sección donde se produce la tensión máxima, una cierta longitud o algún dispositivo mecánico, a través de los cuales transmitir al hormigón los esfuerzos a los que están solicitados. Esta longitud de anclaje o el dispositivo de anclaje mecánico son necesarios a ambos lados de las secciones donde se producen las máximas tensiones. A menudo, la armadura se continúa solicitada por tensiones elevadas en una longitud considerable más allá de la sección crítica, como por ejemplo cuando la armadura de momento negativo se prolonga a través de un apoyo hasta la mitad del tramo siguiente.

C 12.2. ANCLAJE DE LAS BARRAS Y ALAMBRES CONFORMADOS SOLICITADOS A TRACCIÓN

En el artículo 12.2.3. se presenta la expresión (12-1) que es general para determinar la longitud de anclaje, la que se ha adoptado en base a la expresión correspondiente avalada por los estudios y ensayos descriptos en las referencias 12.2. y 12.3.

En la edición 2002 del Código ACI 318 aparecían los símbolos α, β y γ en la expresión (12-1), los que han sido reemplazados en la edición 2005 por ψ_t, ψ_e y ψ_s, respectivamente debido al ordenamiento general de la simbología que se realizó esta última edición.

En la expresión (12-1):

c_b es un factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento sobre la barra o alambre (en ambos casos medido hasta el centro o eje de la barra o alambre), o la mitad de la separación 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 falla de tracción por compresión diametral.

ψ_t es el factor que contempla la ubicación de la armadura y que refleja los efectos adversos para la adherencia de la posición de la armadura superior durante la colocación del hormigón.

ψ_e es un factor de revestimiento de la armadura que contempla el revestimiento con epoxi, existiendo un valor limite para el producto $\psi_t\ \psi_e$. En este Reglamento no se 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. Por esta razón el ***valor de ψ_e se debe adoptar igual a 1.***

ψ_s es un factor que considera el diámetro de la armadura y refleja el comportamiento más favorable de la armadura de menor diámetro.

λ es un factor que contempla la menor resistencia a la tracción del hormigón liviano y la consiguiente reducción de la resistencia a la tracción por compresión diametral, lo que origina que en el hormigón liviano aumente la longitud de anclaje.

El valor límite de ***2,5*** para el término $\frac{(c_b + K_{tr})}{d_b}$ se establece debido a que, cuando $\frac{(c_b + K_{tr})}{d_b} \leq 2{,}5$ es probable sólo que ocurran fallas de tracción por compresión diametral, mientras que para valores mayores que ***2,5*** se pueden presentar fallas por arrancamiento y es poco probable que un aumento del recubrimiento, o de la armadura transversal, incremente la capacidad del anclaje.

La expresión (12-1) permite que el Proyectista o Diseñador Estructural visualice los efectos de todas las variables que inciden y controlan la determinación de la longitud de anclaje y pueda decidir si elimina algunos factores de la expresión (12-1) siempre que dicha acción le permita obtener ***mayores longitudes*** de anclaje, las que resultarán más conservadoras.

Los requisitos especificados en los artículos 12.2.2. y 12.2.3. presentan un doble enfoque, dado que el Proyectista o Diseñador Estructural puede determinar ℓ_d ya sea utilizando el valor real de $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)$, siguiendo los lineamientos del artículo 12.2.3. ó siguiendo las

especificaciones del artículo 12.2.2., el cual se basa en dos valores de $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)$ prefijados.

A continuación se describen ambos procedimientos:

1. El artículo 12.2.2. reconoce que existen numerosos ejemplos de prácticas constructivas que utilizan valores de separación y de recubrimiento, que dan como resultado conjuntamente con armadura constituida por estribos cerrados o abiertos, un valor de $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right) \geq 1{,}5$. Los ejemplos típicos son la adopción de un recubrimiento libre mínimo igual a d_b conjuntamente con una separación libre mínima igual a $2\ d_b$ o con una combinación de separación libre mínima igual a d_b y la disposición de un área mínima de estribos abiertos o cerrados.

Para estos casos frecuentes, la longitud de anclaje de las barras de mayor diámetro ***(d_b > 16 mm)*** se puede adoptar como:

$$\ell_d = \left[\frac{3\ f_y\ \psi_t\ \psi_e\ \lambda}{5\ \sqrt{f'_c}}\right] d_b$$

En el desarrollo del ACI 318-95, una comparación que se realizó con los requisitos exigidos en versiones anteriores y una revisión de los datos existentes en una base de datos de resultados experimentales (ver la referencia 12.2.) indicaron que para las barras y alambres conformados con diámetros $d_b \leq 16$ ***mm***, las longitudes de anclaje se podían reducir un ***20 %*** con un valor de $\psi_s = 0{,}80$. Este procedimiento es la base de la columna del medio de la Tabla 12.2.2. Con un recubrimiento menor y en ausencia de un área mínima de estribos abiertos o cerrados, los límites para la separación libre mínima, establecidos en el artículo 7.6.1., y los requerimientos mínimos para el recubrimiento del hormigón, establecidos en el artículo 7.7., conducen a valores mínimos de $c_b = 1{,}0\ d_b$.

Por lo tanto, para ***"otros casos"***, similares al descripto en el párrafo anterior, los valores se basan en la utilización del término $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right) = 1$ en la expresión (12-1).

Este Reglamento permite que el Proyectista o Diseñador Estructural construya en forma fácil expresiones simples y útiles. Por ejemplo, en todas las estructuras con hormigón de densidad normal, o sea $\lambda = 1$, con una armadura sin revestimiento de resina epoxi ($\psi_e = 1$), con las ***barras inferiores*** de la armadura con d_b > 16 mm ($\psi_t = 1$), con un hormigón $f'_c = 30$ ***MPa*** y una armadura $f_y = 420$ ***MPa***, la expresión para determinar ℓ_d, en el caso de ***barras con*** d_b > 16 ***mm***, se reduce a:

$$\ell_d = \left(\frac{3}{5}\ \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}\ \psi_t\ \psi_e\ \lambda\right) d_b$$

$$\ell_d = \left(\frac{3}{5} \frac{420\ MPa\ (1{,}0)\ (1{,}0)\ (1{,}0)}{\sqrt{30\ MPa}} \right) d_b$$

$\ell_d = 46\ d_b$

ó $\ell_d = \left(\frac{9}{10} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \psi_t\ \psi_e\ \lambda \right) d_b$

$$\ell_d = \left(\frac{9}{10} \frac{420\ MPa\ (1{,}0)\ (1{,}0)\ (1{,}0)}{\sqrt{30\ MPa}} \right) d_b$$

$\ell_d = 70\ d_b$

De este modo, el ***Proyectista o Diseñador Estructural*** sabe que, para estos casos frecuentes, puede adoptar $\ell_d = 46\ d_b$ siempre que se disponga en la estructura un recubrimiento libre mínimo igual a d_b conjuntamente con estribos abiertos o cerrados mínimos y separación libre entre barras $\geq 2\ d_b$.

La penalización por la adopción de una separación menor de barras, o por la elección de un recubrimiento menor, exige que se adopte $\ell_d = 70\ d_b$.

2. La aplicación del artículo 12.2.3. permite utilizar numerosas combinaciones prácticas de recubrimientos y de armaduras constituidas por estribos abiertos o cerrados para obtener longitudes de anclaje menores que las permitidas en el artículo 12.2.2.

Por ejemplo, si se adoptan barras con $d_b > 16\ mm$, con un recubrimiento libre igual o mayor que $2\ d_b$, con una separación libre igual o mayor que $4\ d_b$ y se opta por no colocar armadura en forma de estribos abiertos o cerrados que contenga y rodee a las barras, entonces en la expresión para determinar ℓ_d tendremos que adoptar $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) = 2{,}5$ y por lo tanto:

$$\ell_d = \left(\frac{9}{10} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\ \psi_e\ \psi_s\ \lambda}{2{,}5} \right) d_b$$

$$\ell_d = \left(\frac{9}{10} \frac{420}{\sqrt{30}} \frac{1}{2{,}5} \right) d_b$$

$$\ell_d = 28\ d_b$$

El valor de ψ_e es igual a ***1*** para armadura sin revestimiento.

C 12.2.4. El factor de ubicación de la armadura, ψ_t , considera la posición de la armadura en el hormigón recién colocado. En las referencias 12.4. y 12.5. se describen los resultados de las investigaciones realizadas que dieron lugar a que en la edición 1989 del Código ACI 318, el factor ψ_t (que hasta la edición 2002 se designó α) se fijara en el valor ***1,3***.

El valor del factor λ, para los hormigones constituidos por agregados livianos, se unificó para todos los tipos de agregados livianos a partir de la edición 1989 del Código ACI 318, adoptándose λ **= *1,3***. El artículo 12.2.4. permite utilizar un valor del factor λ más bajo cuando se especifique el valor de la resistencia a la tracción del hormigón liviano.

A pesar de que este Reglamento no contempla el uso de barras, alambres y mallas soldadas de acero para armaduras, revestidas con epoxi, se incluyen a continuación los comentarios que figuran en la edición 2005 del ACI 318 con el fin de ilustrar al usuario acerca de esta técnica sobre la cual no se tiene aún experiencia en nuestro país.

Los estudios que se describen en las referencias 12.6., 12.7., y 12.8. sobre el anclaje de las barras revestidas con epoxi han demostrado que la resistencia a la adherencia se reduce debido a que el revestimiento evita la adherencia y la fricción necesaria entre la barra o alambre y el hormigón. Los factores dados en el Código ACI 318-2002 reflejan el tipo de falla del anclaje que puede ocurrir. Cuando el recubrimiento o la separación entre las barras es pequeña, se puede producir una falla por hendimiento y la capacidad del anclaje o la resistencia a la adherencia se reducirá sustancialmente. Si el recubrimiento y la separación entre las barras es grande, se evitará la falla por hendimiento y el efecto del revestimiento epoxi sobre la resistencia del anclaje no será tan grande. Los estudios descriptos en la referencia 12.9., han demostrado que, a pesar de que el recubrimiento o la separación entre las barras puedan ser pequeños, la resistencia del anclaje se puede incrementar agregando acero transversal que cruce el plano potencial de hendimiento, restringiendo las fisuras que tenderían a producirse. Aún cuando no se han presentado hasta la fecha estudios sobre el efecto del acero transversal revestido, la colocación de armadura transversal debería mejorar la resistencia del anclaje de las barras revestidas con epoxi.

*Debido a que la adherencia de barras revestidas con epoxi ya está reducida por la pérdida de adherencia entre la barra y el hormigón, se establece un límite superior de **1,7** para el producto de los factores por armadura superior y por armadura revestida con epoxi* $(\psi_t\, \psi_e \leq 1{,}7)$.

La utilización de las barras de armadura revestidas con epoxi está siendo revisada a nivel internacional, razón por la cual se recomienda a los usuarios realizar todas las consultas pertinentes, y adoptar las precauciones necesarias hasta que el CIRSOC desarrolle un documento específico. (Ver los comentarios al artículo 2.2.10. y las referencias 12.28. y 12.29.).

Aunque no se establece ningún requisito sobre la armadura transversal a lo largo de la longitud de anclaje en tracción, ni sobre la longitud de empalme, las recientes investigaciones, que se describen en las referencias 12.10. y 12.11. indican que en los hormigones con resistencias a la compresión muy elevadas, se producen fallas frágiles en aquellos anclajes de las barras que presentan una armadura transversal inadecuada. En los ensayos de empalmes, realizados en Estados Unidos, de barras con d_b **= *25,4 mm*** *y* d_b **= *34,9 mm***, *en un hormigón con una resistencia a la compresión* f'_c *de aproximada-mente **105 MPa**, se comprobó que la armadura transversal mejoró el comportamiento dúctil de los anclajes.*

C 12.2.5. Armadura en exceso

El factor de reducción basado en el área de armadura no se debe utilizar en aquellos casos donde se requiera la longitud de anclaje para el total de f_y . Por ejemplo, el factor por armadura en exceso, no se debe aplicar en los siguientes casos:

- para el anclaje de la armadura de momento positivo en los apoyos, de acuerdo con el artículo 12.11.2.,
- para el anclaje de la armadura por contracción y temperatura, de acuerdo con el artículo 7.12.2.3.,
- para el anclaje de la armadura determinada de acuerdo con los artículos 7.13. y 13.3.8.5.

C 12.3. ANCLAJE DE LAS BARRAS Y ALAMBRES CONFORMADOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN

El efecto debilitante de las fisuras de tracción por flexión en el anclaje, no se presenta en las ***barras y alambres solicitados a compresión***, y habitualmente los apoyos extremos de las barras y alambres en el hormigón son útiles para transmitir parte de la carga. Por lo tanto, para compresión se han especificado longitudes de anclaje menores que para tracción. La longitud de anclaje se puede reducir un ***25 %*** si la armadura está contenida o envuelta por estribos cerrados o por zunchos en espiral. Este Reglamento permite además una reducción de la longitud de anclaje si se dispone armadura en exceso.

C 12.4. ANCLAJE DE LOS PAQUETES DE BARRAS

C 12.4.1. Cuando se disponen ***paquetes de tres o cuatro barras***, es necesario ***aumentar la longitud de anclaje de las barras individuales***. La longitud adicional es necesaria debido a que el agrupamiento hace más difícil generar resistencia por adherencia entre las barras, en el núcleo del paquete.

El Proyectista o Diseñador Estructural también debe considerar las disposiciones del artículo 7.6.6.4. con respecto a los puntos de corte de las barras individuales de un paquete de barras, y el artículo 12.14.2.2. con respecto a los empalmes de los paquetes de barras. Los aumentos en la longitud de anclaje establecidos en el artículo 12.4., se deben aplicar en la determinación de las longitudes de empalme de los paquetes de barras de acuerdo con el artículo 12.14.2.2. El anclaje de los paquetes de barras por medio de un gancho normal en el paquete, no está contemplado en el artículo 12.5.

C 12.4.2. Aunque los empalmes y las longitudes de anclaje de las barras en los paquetes, se basan en el diámetro de las barras individuales, incrementadas en un ***20 %*** ó ***33 %*** según corresponda en función del número de barras que componen el paquete, al determinar los factores especificados en artículo 12.2. es necesario utilizar un diámetro equivalente del paquete completo, deducido del área total de las barras, los cuales consideran el recubrimiento y la separación libre, y contemplan la tendencia del hormigón a fallar por hendimiento.

C 12.5. ANCLAJE DE LAS BARRAS O ALAMBRES TRACCIONADOS CON GANCHOS NORMALES

Las disposiciones para el anclaje de las barras o alambres con ganchos, fueron revisadas en forma exhaustiva en la edición 1983 del Código ACI 318.

El ***estudio de las fallas que presentan las barras o alambres con ganchos***, indica que el hendimiento del recubrimiento de hormigón en el plano del gancho es la causa principal de la falla y que el mencionado hendimiento se origina en la parte interior del gancho donde la concentración local de las tensiones es muy elevada. Por lo tanto, ***el anclaje de las barras o alambres con gancho será función directa del diámetro d_b de las barras o alambres*** que determina la magnitud de las tensiones de compresión del hormigón en la cara interior del gancho.

Este artículo sólo considera la utilización de ***ganchos normales***, de acuerdo con el artículo 7.1., dado que la influencia de radios de doblado más grandes no se puede determinar aplicando este artículo 12.5.

Las disposiciones dadas en este Reglamento para el anclaje de las barras o alambres con gancho, determinan la longitud total embebida de la barra o alambre con gancho, como se ilustra en la Figura 12.5.1. ***La longitud de anclaje ℓ_{dh} se mide desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho***.

La longitud de ***anclaje ℓ_{dh}*** , definida en el artículo 12.5.2., se puede reducir mediante la utilización de todos los factores de modificación aplicables del artículo 12.5.3. A modo de ejemplo, si se verifican las condiciones tanto del artículo 12.5.3. a) como del 12.5.3.c), se pueden aplicar ambos factores.

Los efectos de la resistencia a la fluencia de las barras o alambres, del exceso de armadura, de la presencia de hormigón liviano así como los factores que reflejan la resistencia al hendimiento proporcionado por el confinamiento del hormigón y los estribos abiertos o cerrados transversales, surgen de las recomendaciones dadas en las referencias 12.2. y 12.3.

Los ensayos que se describen en la referencia 12.12. indican que la disposición de estribos cerrados con poca separación, ubicados en la parte curva de una barra o alambre terminado en gancho, o muy cerca de ella, constituyen la manera más efectiva de confinar las barras o alambres con ganchos. Constructivamente, esta recomendación no siempre es practicable. En las Figuras 12.5.3.a) y b) se ilustran los casos en los cuales se puede utilizar el factor de modificación propuesto en el artículo 12.5.3.b). La Figura 12.5.3.a) muestra la disposición de los estribos abiertos o cerrados, ubicados en forma perpendicular a la barra o alambre que se debe anclar, separados a lo largo de la longitud de anclaje ℓ_{dh} del gancho. La Figura 12.5.3.b) muestra la disposición de los estribos abiertos o cerrados, ubicados en forma paralela a la barra o alambre que se debe anclar, a lo largo de la longitud medida desde el doblez hasta la finalización de la barra o alambre. Esta configuración es típica de una unión viga-columna.

El ***factor por exceso de armadura, especificado en el artículo 12.5.3.d), sólo se debe aplicar cuando no se requiera en forma específica que la longitud de anclaje transfiera el total del valor de f_y*** .

El factor λ para hormigón liviano es una simplificación del procedimiento que se establecía en el artículo 12.2.3.3. del ACI 318 edición 1983, en el cual el incremento variaba desde 18 % a 33 %, dependiendo de la cantidad de agregado liviano utilizado.

A diferencia del anclaje de las barras o alambres rectos, donde se distingue entre barras o alambres superiores e inferiores, en el caso de las barras o alambres con ganchos no resulta sencillo establecer tal distinción. Se especifica un valor mínimo de ℓ_{dh} a fin de impedir la falla por arrancamiento directo en los casos en los cuales el gancho pudiera estar ubicado muy próximo a la sección crítica.

Los ganchos no se pueden considerar efectivos en compresión.

A título informativo, se comenta que en la referencia 12.13. se describen ensayos que indican que la ***longitud de anclaje de las barras o alambres recubiertos con resinas epoxi y terminados en gancho se debe incrementar un 20 % con el fin de considerar la reducción de la adherencia***.

C 12.5.4. Los anclajes de las barras o alambres con ganchos son especialmente susceptibles a las ***fallas por hendimiento del hormigón***, cuando los recubrimientos, tanto lateral (normal al plano del gancho) como superior o inferior (en el plano del gancho) son pequeños. (ver la Figura 12.5.4.)

Cuando el recubrimiento de hormigón es mínimo, es esencial proporcionar una contención adecuada de las barras o alambres mediante la colocación de estribos abiertos o cerrados, especialmente cuando se debe anclar la resistencia total de la barra o alambre con gancho, con dichos recubrimientos mínimos. Algunos casos típicos en los que los ganchos requieren estribos abiertos o cerrados para su contención son: los extremos de las vigas simplemente apoyadas, el extremo libre de los voladizos, y los extremos de los elementos que concurren a un nudo y no se prolongan más allá del nudo. En cambio, cuando las tensiones determinadas en las barras o alambres son bajas, de manera que no es necesario el gancho para el anclaje, no será necesario disponer estribos abiertos o cerrados.

Las disposiciones del artículo 12.5.4. no se deben aplicar para el caso de las barras o alambres con gancho en los extremos de una losa con confinamiento proporcionado por la losa continua a ambos lados, normal al plano del gancho.

C 12.5.5. Los ***ganchos no son efectivos*** para el anclaje de una barra comprimida y en consecuencia no se permite su utilización en estos casos.

C 12.6. ANCLAJE MECÁNICO

C 12.6.1. El anclaje mecánico puede ser adecuado para transmitir al hormigón la tensión de los cables de pretensado, como de las barras o alambres.

C 12.6.3. La longitud de anclaje total de una barra o alambre consiste en la suma de todas las partes que contribuyen a transferir esfuerzos al hormigón. Cuando un anclaje mecánico no es capaz de desarrollar la resistencia de diseño requerida de la armadura, se debe disponer una longitud embebida adicional de armadura entre el anclaje mecánico y la sección crítica.

C 12.7. ANCLAJE DE LAS MALLAS DE ACERO SOLDADAS DE ALAMBRES CONFORMADOS SOLICITADAS A TRACCIÓN

La Figura 12.17.1. muestra los requisitos del anclaje para las mallas de acero soldadas de alambres conformados con un alambre transversal dentro de la longitud de anclaje de manera que parte de la capacidad para transferir el esfuerzo se genera con los alambres transversales soldados y parte con la longitud del alambre conformado.

Los cálculos de la longitud de anclaje se han simplificado a partir de las disposiciones que existían en versiones anteriores del Código ACI 318 para la longitud de anclaje de los alambres, presuponiendo que sólo un alambre transversal está contenido en la longitud de anclaje. Los factores establecidos en el artículo 12.7.2. se deben aplicar a la longitud de anclaje del alambre conformado determinada a partir del artículo 12.2., pero estableciendo un ***mínimo absoluto*** de ***200 mm***.

La exigencia explícita con respecto a que el factor para malla no se debe adoptar mayor que ***1,0***, corrige una equivocación de ediciones anteriores del ACI. Los multiplicadores fueron deducidos a partir de las relaciones genéricas entre la malla de acero soldada de alambre conformado y los alambres conformados existentes en los valores de ℓ_{db} (longitud básica de anclaje, en mm) del ACI 318, edición 1983.

A título informativo y hasta tanto el CIRSOC redacte un documento específico que contemple la utilización de barras y alambres revestidos con epoxi, se comenta que los ensayos realizados en Estados Unidos y descriptos en la referencia 12.14. indican que la ***malla soldada de alambre revestido con epoxi tiene esencialmente las mismas resistencias de anclaje y empalme que la malla sin revestimiento***, dado que los alambres transversales son los que proporcionan el anclaje principal de los alambres. Por lo tanto para las longitudes de anclaje y empalme de mallas soldadas con alambres transversales dentro de la longitud de anclaje o empalme, se deberá utilizar un factor para revestimiento epoxi igual a ***1,0***.

C 12.8. ANCLAJE DE LAS MALLAS DE ACERO SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOLICITADAS A TRACCIÓN

Los requisitos para el anclaje de las mallas de acero soldadas de alambres lisos se ilustran en la Figura 12.8., los que dependen principalmente de la ubicación de los alambres transversales. Para las mallas fabricadas con alambres de menor diámetro, se considera adecuado, para alcanzar a desarrollar la totalidad de la tensión de fluencia de los alambres anclados, disponer un anclaje constituido, como mínimo, por ***2 alambres*** transversales ubicados a ***50 mm*** o más de la sección crítica.

Sin embargo para mallas fabricadas con alambres de mayor diámetro, con pequeña separación, se requiere una longitud embebida mucho mayor, estableciéndose para ellas una longitud de anclaje mínima.

C 12.9. ANCLAJE DE LOS CORDONES PARA PRETENSADO

Los requisitos establecidos para el anclaje de los cordones para pretensado tienen como objetivo asegurar la integridad de la adherencia para que el elemento pueda desarrollar su capacidad resistente.

Las disposiciones dadas en este Reglamento se basan en ensayos realizados en Estados Unidos sobre elementos de hormigón de densidad normal, con un recubrimiento mínimo de ***50 mm***. Estos ensayos pueden ***no ser representativos del comportamiento del cordón*** cuando se utiliza un hormigón de baja relación ***agua/materiales cementicios*** y muy bajo asentamiento.

Los métodos de colocación del hormigón deben asegurar una buena consolidación, con el fin de lograr un hormigón compacto alrededor del cordón, con un contacto total entre el acero y el hormigón

Al respecto, se recomienda adoptar precauciones especiales cuando se utilicen hormigones de bajo asentamiento y con baja relación ***agua/materiales cementicios***.

El primer término de la expresión (12-4) corresponde a la longitud de transferencia del cordón, es decir, la distancia en la cual el cordón debe estar adherido al hormigón a fin de desarrollar la fuerza de pretensado efectiva f_{se} en el cordón.

El segundo término representa la longitud adicional en la cual el cordón debe estar adherido a fin de desarrollar una tensión f_{ps} en el cordón para la resistencia nominal del elemento.

La adherencia del cordón es función de numerosos factores, incluyendo la configuración y la condición superficial del acero de pretensado, la tensión en el mencionado acero, el espesor del hormigón debajo del cordón y el método utilizado para transferir la fuerza del cordón al hormigón. Para las aplicaciones en que se opta por elementos adherentes, se deben utilizar procedimientos de aseguramiento de la calidad con el fin de confirmar que los cordones son capaces de desarrollar adherencia en forma apropiada, (ver las referencias 12.15. y 12.16.

Un cordón con su superficie ligeramente oxidada puede tener una longitud de transferencia considerablemente menor que la de un cordón limpio.

La liberación gradual del cordón permita desarrollar una longitud de transferencia menor que si se realiza el corte brusco del mismo.

Los requisitos especificados en el artículo 12.9. no se deben aplicar a alambres lisos ni a cordones anclados en sus extremos, dado que se puede suponer que la longitud para el alambre liso será considerablemente mayor debido a la ausencia de una trabazón mecánica. En el caso del alambre liso se puede originar una falla de adherencia en flexión al ocurrir el primer deslizamiento.

C 12.9.1.1. La Figura 12.9.1.1. muestra la relación entre la tensión del acero de pretensado y la distancia en la cual el cordón está adherido al hormigón, representada por la expresión (12-4).

Esta variación idealizada de la tensión del cordón se puede utilizar para analizar secciones dentro de la longitud de anclaje (ver las referencias 12.17. y 12.18.).

Las expresiones para la longitud de transferencia y para la longitud de adherencia adicional, necesaria para desarrollar un aumento de la resistencia de $(f_{ps} - f_{se})$., se fundamentan en ensayos realizados en Estados Unidos, en elementos pretensados con cordones limpios de diámetros ***6,25 mm***, ***9,37 mm*** y ***12,5 mm***, para los cuales el valor máximo de f_{ps} que se obtuvo fue de ***1896 MPa*** (ver las referencias 12.12., 12.13. y 12.14.).

C 12.9.2. Cuando la adherencia de uno o más cordones no se extienda hasta el extremo del elemento, las ***secciones críticas*** se pueden producir en ubicaciones diferentes de aquellas donde se debe desarrollar la totalidad de la resistencia de diseño, y puede ser necesario realizar un análisis más detallado.

Las referencias 12.17. y 12.18. describen un método que se puede utilizar en el caso de cordones con diferentes puntos de anclaje total.

En forma conservativa, sólo los cordones que están anclados totalmente en una sección se pueden considerar ***efectivos*** en dicha sección.

Si se producen ***secciones críticas*** en la zona de transferencia, es necesario adoptar consideraciones especiales.

Algunas condiciones de carga, tales como el caso de grandes cargas concentradas aplicadas en la longitud de anclaje de los cables, pueden ocasionar la existencia de secciones críticas fuera de la sección donde se requiere el anclaje de la totalidad de la resistencia de diseño.

C 12.9.3. Algunos ensayos experimentales realizados en Estados Unidos, en 1965 (ver la referencia 12.12.) para estudiar los efectos de los cordones no adherentes (no se permitió que la adherencia se extendiera hasta los extremos de los elementos) sobre el comportamiento de vigas pretensadas, demostraron que el comportamiento de las vigas con longitudes iguales al doble de las requeridas en el artículo 12.9.1., se asemejaba mucho al comportamiento flexional de vigas pretensadas similares, con los cordones totalmente adheridos a los extremos de las vigas.

En consecuencia, ***para cordones no adheridos hasta los extremos de los elementos*** se requiere el ***doble de la longitud de anclaje***.

Otros ensayos realizados con posterioridad (ver la referencia 12.15.) indicaron que en los elementos pretensados diseñados para tracción nula en el hormigón, bajo condiciones de carga de servicio (ver el artículo 18.4.2.) no era necesario duplicar la longitud de anclaje para cordones adherentes.

Para el análisis de secciones con cordones no adherentes en ubicaciones donde el cordón no está totalmente anclado, generalmente se supone que se duplica tanto la longitud de transferencia como la longitud de anclaje.

C 12.10. ANCLAJE DE LA ARMADURA DE FLEXIÓN-REQUISITOS GENERALES

C 12.10.2. En el Código ACI 318-2002 y 2005, las secciones críticas para una viga continua típica, se indican en la Figura 12.10.2. con una ***"c"*** o una ***"x"***. Para el caso de una carga distribuida uniformemente, se considera más adecuado que la armadura positiva, que se prolonga dentro del apoyo, se determine de acuerdo con las especificaciones del artículo 12.11.3, en lugar de adoptar la longitud de anclaje medida a partir del punto de momento máximo o de la sección donde se produce el corte de las barras o alambres.

C 12.10.3. Los diagramas de momento que se utilizan en el cálculo, por lo general, son aproximados razón por la cual se pueden producir algunos desplazamientos en la posición de los momentos máximos, debido a diferencias con respecto a las cargas consideradas, asentamientos en los apoyos, a cargas laterales o por otras causas.

Una fisura de tracción diagonal en un elemento solicitado a flexión sin estribos, puede modificar la ubicación de la tensión de tracción aproximadamente en una distancia ***d***, en el sentido en que el momento tiende a ***cero***. Cuando se colocan estribos, este efecto, aunque sigue estando presente, se manifiesta en menor medida.

Para considerar las variaciones en la ubicación de los momentos flexores, este Reglamento especifica, con excepción de algunos casos puntuales, la prolongación de la armadura una distancia d ó $12\ d_b$ más allá del punto en el que teóricamente ya no es necesaria para resistir la solicitación de flexión.

En la Figura 12.10.2. se ilustran los puntos de corte de las barras o alambres para cumplir con este requisito.

Cuando se utilicen barras o alambres de diferentes diámetros, la prolongación se debe realizar de acuerdo con el diámetro de la barra o alambre que se esté cortando.

Una barra o alambre que se continúa doblado hacia la cara opuesta de la viga se puede considerar efectivo, para satisfacer las especificaciones de este artículo, hasta el punto en el cual la barra o alambre cruza la mitad de la altura del elemento.

C 12.10.4. En las zonas de tracción, donde se cortan o se doblan las barras o alambres, se alcanzan las tensiones máximas en las barras o alambres restantes.

En la Figura 12.10.2. se utiliza la letra ***x*** para indicar los puntos donde, al cortar parte de las barras o alambres, se produce la máxima tensión en las que continúan.

Si las barras o alambres se interrumpen tal como lo permite el diagrama de momentos, estas tensiones máximas alcanzan el valor total de f_y , lo que requiere una prolongación total de la longitud ℓ_d. Esta prolongación puede exceder la longitud requerida por flexión.

C 12.10.5. Al existir evidencia con respecto a que cuando las barras o alambres se interrumpen en una zona traccionada, tal como se ilustra en la ***Figura 12.10.2***., se produce disminución de la resistencia al corte y pérdida de ductilidad, este Reglamento ***no permite*** que la armadura requerida de flexión se interrumpa en zonas solicitadas a tracción, a menos que se verifiquen ciertas condiciones especiales. Además, cuando las barras o

alambres terminan en las zonas traccionadas, las fisuras por flexión tienden a abrirse en forma anticipada.

Si tanto la tensión en la armadura que continúa, como la resistencia al corte se aproximan a sus respectivos valores límite, las fisuras de tracción diagonal tenderán a desarrollarse prematuramente a partir de las fisuras de flexión.

Es poco probable que las fisuras diagonales se originen donde el esfuerzo de corte es bajo (ver el artículo 12.10.5.1.). Las fisuras diagonales se pueden limitar disminuyendo la separación de los estribos (artículo 12.10.5.2.) o la tensión en el acero (artículo 12.10.5.3.).

Estos requisitos no se deben aplicar a los empalmes de barras o alambres traccionados, que están cubiertos por el contenido de los artículos 12.2., 12.13.5. y 12.15.

C 12.10.6. Las ménsulas cortas, los elementos de altura variable y otros elementos en los que la tensión en el acero f_s (tensión en la armadura calculada para la carga de servicio) no disminuye en forma lineal con la reducción del momento flexor, requieren una consideración especial para efectuar el anclaje de la armadura de flexión en forma adecuada.

Para la ménsula corta que se muestra en la Figura 12.10.6., la tensión última en la armadura es casi constante y aproximadamente igual a f_y , desde el borde del apoyo hasta el punto de aplicación de la carga. En este caso, la capacidad para desarrollar la tensión de la armadura depende en gran medida del anclaje en el extremo cargado.

La referencia 12.1. sugiere que se ubique una barra transversal soldada, de igual diámetro, como medio de proporcionar un anclaje efectivo en el extremo.

La disposición de un gancho extremo en el plano vertical, con el diámetro del mandril de doblado mínimo, no resulta totalmente efectivo dado que en la esquina, en la proximidad de las cargas aplicadas existe esencialmente hormigón simple.

Para el caso de las ménsulas anchas y para las cargas que no se apliquen en la proximidad de las esquinas, las barras o alambres con forma de ***U***, en un plano horizontal, proporcionan ganchos extremos efectivos, resolviendo en forma satisfactoria el problema del anclaje en el extremo libre.

C 12.11. ANCLAJE DE LA ARMADURA PARA MOMENTO POSITIVO

C 12.11.1. Una parte de la armadura determinada para momento positivo se debe prolongar hasta el apoyo con el fin de considerar tanto los cambios en las solicitaciones de flexión debido a las variaciones en la carga, como los asentamientos en los apoyos, las cargas laterales u otras causas.

C 12.11.2. Cuando un elemento solicitado a flexión, forma parte del sistema principal que resiste las cargas laterales, la presencia de cargas mayores que las previstas en el diseño pueden provocar la inversión de momentos en el apoyo, razón por la cual este Reglamento establece que una parte de la armadura positiva se debe prolongar y anclar en forma adecuada en el interior del apoyo.

Este anclaje se requiere para asegurar una respuesta dúctil de la estructura en caso que se presenten solicitaciones no previstas, tales como las originadas por explosiones o por sismos. En estos casos ***no es suficiente*** utilizar mayor cantidad de armadura con tensiones de trabajo reducidas.

C 12.11.3. En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, indicados como ***"P.I."*** en la ***Figura 12.10.2.***, el diámetro de la armadura positiva debe ser lo suficientemente pequeño como para que la longitud de anclaje necesaria, ℓ_d , determinada para las barras o alambres, sea igual o menor que el valor $(M_n / V_u) + \ell_a$, o en condiciones favorables de apoyo, sea igual o menor que el valor $1{,}3\ (M_n / V_u) + \ell_a$. La Figura C 12.11.3. a) ilustra la aplicación de esta disposición.

En el punto de inflexión, ***P.I.***, el valor de ℓ_a no necesita superar el largo efectivo de la barra, ℓ_d , medido a partir del punto de momento nulo.

La fracción $\frac{M_n}{V_u}$ de la longitud disponible, es una cantidad teórica que por lo general no está asociada con una sección de máxima solicitación, donde M_n es el momento flexor resistente nominal de la sección transversal, sin el factor ϕ, y ***no el momento mayorado aplicado***.

La longitud $\frac{M_n}{V_u}$ corresponde a la longitud de anclaje de la barra o alambre de mayor diámetro obtenida de la expresión de adherencia por flexión previamente utilizada $\Sigma_o = \frac{V}{u\ j\ d}$, donde ***u*** es la tensión de adherencia y ***jd*** el brazo elástico.

A partir de la edición 1971 del Código ACI 318, este requisito se hizo menos estricto en comparación con las ediciones anteriores, considerando la longitud de anclaje disponible en el extremo ℓ_a e incluyendo un ***30 %*** de aumento para el valor $\frac{M_n}{V_u}$ cuando los extremos de la armadura estén confinados por una reacción de compresión.

Como ejemplo, supongamos que se utiliza un determinado diámetro de la barra o alambre en un apoyo simple, de tal manera que ℓ_d, determinado de acuerdo con el artículo 12.2., es igual a $\left(\frac{12}{25}\ \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}\ \psi_t\ \psi_e\ \lambda\right) d_b$. El valor del diámetro adoptado será aceptable siempre que resulte menor que $1{,}3\ \frac{M_n}{V_u} + \ell_a$.

El valor de ℓ_a que se debe utilizar en los puntos de inflexión está limitado a la altura útil del elemento, ***d*** ó a ***12 veces*** el diámetro de la barra o alambre $(12\ d_b)$, el que resulte mayor. La Figura 12.11.3.b) ilustra esta disposición en los puntos de inflexión.

La condición de cumplir con una longitud máxima adicional, ℓ_a , se incluye porque no existen datos de ensayos que demuestren que, en el extremo, una gran longitud de anclaje ℓ_d será totalmente efectiva para el caso de tener que anclar una barra o alambre,

cuando exista una distancia pequeña entre el punto de inflexión y el de máximo tensión de flexión.

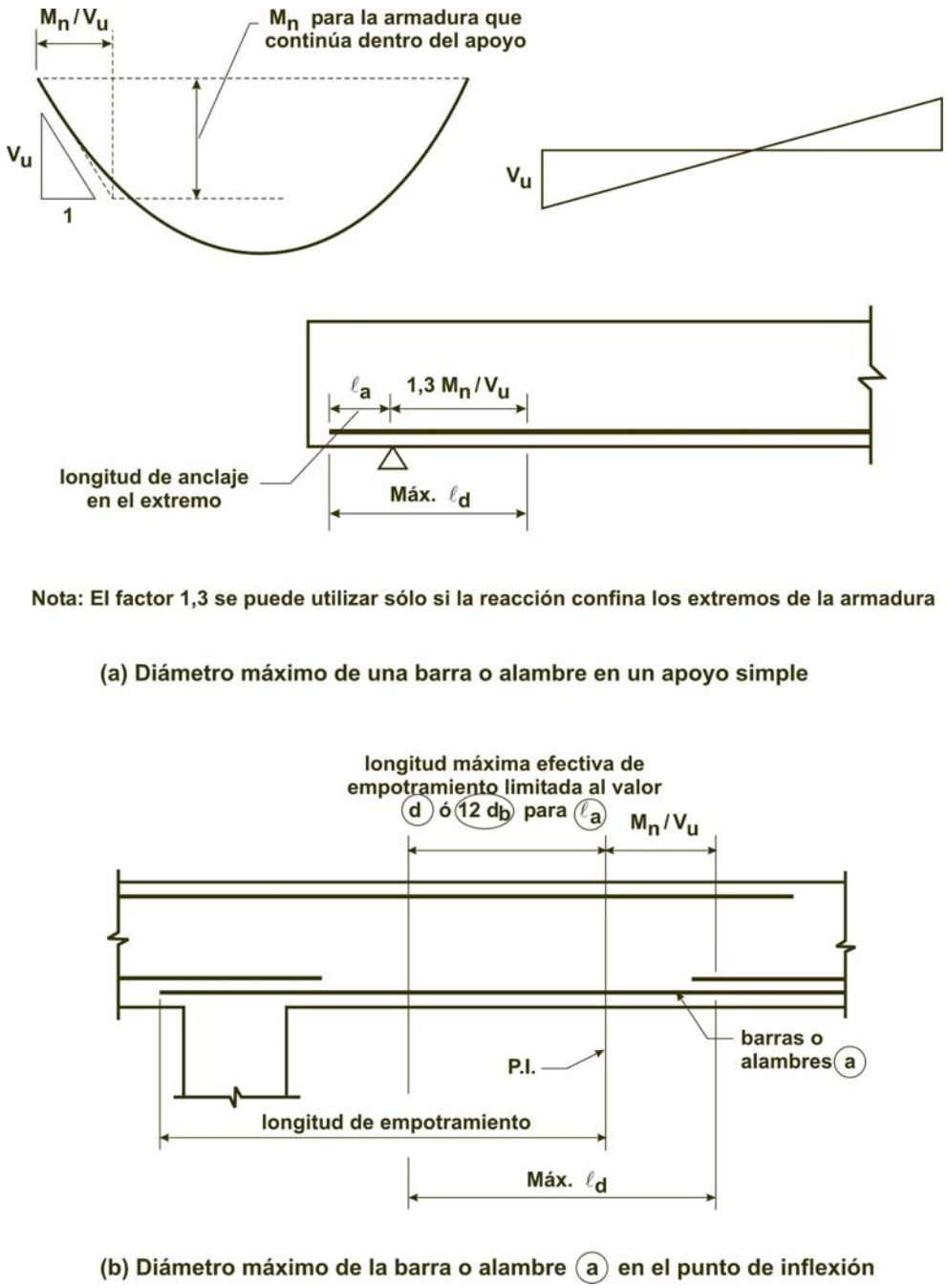


Figura C 12.11.3. Criterio para determinar el diámetro máximo de la barra o alambre, de acuerdo con el artículo 12.11.3.

C 12.11.4. La utilización de un modelo de bielas para el diseño de las vigas de gran altura sometidas a flexión, pone de manifiesto la existencia de esfuerzos de tracción significativos en la armadura, en correspondencia con la cara interna del apoyo.

Esto requiere que la armadura de tracción sea continua o se ancle más allá del apoyo (ver la referencia 12.23.).

C 12.12. ANCLAJE DE LA ARMADURA PARA MOMENTO NEGATIVO

En la Figura 12.12.4. de este Reglamento se ilustran dos formas de satisfacer los requisitos de anclaje de la armadura traccionada más allá de la cara interna del apoyo. Para el anclaje de la armadura por medio de ganchos, ver el artículo C 12.5.

En el artículo 12.12.3. se tienen en cuenta los posibles corrimientos o desplazamientos del diagrama de momento en el punto de inflexión, tal como se explica en el artículo C 12.10.3.

Este requisito puede superar al especificado en el artículo 12.10.3., en cuyo caso debe prevalecer la disposición más estricta.

C 12.13. ANCLAJE DE LA ARMADURA DEL ALMA

C 12.13.1. Los estribos se deben ubicar lo más cerca posible de la cara de compresión del elemento, debido a que cerca de la carga última, las fisuras de tracción por flexión penetran profundamente.

C 12.13.2. Los requisitos para anclaje de los estribos constituidos por barras o alambres conformados, se modificaron a partir de la edición 1989 del Código ACI 318, con el fin de simplificarlos. El anclaje recto se suprimió dado que el estribo con este diseño es difícil de mantener en su lugar durante la colocación del hormigón y la ausencia de un gancho puede hacer que el estribo resulte ineficiente, dado que atraviesa fisuras de corte cerca del extremo.

C 12.13.2.1. Para las barras o alambres con $d_b \leq 16$ ***mm***, el anclaje del estribo se logra mediante un gancho normal, tal como se define en el artículo 7.1.3., el que se debe enganchar alrededor de una ***barra o alambre longitudinal***. A título informativo se comenta que en la edición 1989 del Código ACI 318 se eliminó, para las barras y alambres con estos diámetros, la necesidad de una longitud recta embebida además del gancho, pero el artículo 12.3.1. exige que el estribo tenga la altura total del elemento descontando el recubrimiento. De igual modo, este Reglamento considera que los estribos de mayor diámetro ($d_b > 16$ ***mm***), con $f_{yt} = 220$ ***MPa***, están suficientemente anclados disponiendo un gancho normal alrededor de la armadura longitudinal.

C 12.13.2.2. Dado que nos es posible doblar en forma muy cerrada los estribos constituidos por barras con $d_b > 16$ ***mm***, alrededor de una barra longitudinal, y considerando la tensión que se genera en una barra o alambre con $f_{yt} > 220$ ***MPa***, el anclaje de los estribos depende tanto del gancho elegido como de la longitud de anclaje que se disponga. Una barra longitudinal ubicada dentro del gancho del estribo, limita el ancho de cualquier fisura de flexión, aún en la zona de tracción. Dado que tal estribo con gancho ***no puede fallar*** por hendimiento en el plano que lo contiene, la resistencia del gancho, tal como se especifica en el artículo 12.5.2., ha sido ajustada para considerar el recubrimiento y el confinamiento existente alrededor del gancho.

Para estribos con f_{yt} ***= 220 MPa***, la disposición de un gancho normal le proporciona suficiente anclaje, debiendo aplicarse para estas barras y alambres las disposiciones del artículo 12.13.2.1. Para barras y alambres con valores de resistencia mayores se debe verificar la longitud embebida. Para el anclaje de los estribos es preferible utilizar ganchos con un ángulo de ***135°*** ó ***180°***, pero se puede utilizar un gancho de ***90°*** siempre que el extremo libre del gancho se prolongue ***12 veces*** el diámetro de la barra o alambre, o sea ***12*** d_b ,como se especifica en el artículo 7.1.3.

C 12.13.2.3. Los requisitos para el anclaje de los estribos constituidos por mallas de acero soldadas de alambres lisos, se ilustran en la Figura 12.13.2.3.

C 12.13.2.4. La utilización de mallas de acero soldadas de alambres como armadura de corte, constituye una práctica habitual en Estados Unidos, en la industria de los elementos prefabricados tanto in-situ, como en planta, y en los elementos pretensados de hormigón. Las razones para aceptar los paneles de mallas de acero soldadas de alambres como armadura de corte se describen en la referencia 12.24.

Las disposiciones para el anclaje de las mallas de acero soldadas de alambres de una sola rama en la cara sujeta a tracción, subrayan la necesidad de ubicar el alambre longitudinal a la misma altura que la armadura principal de hendimiento en el nivel de la armadura principal traccionada. La Figura 12.13.2.4. ilustra los requisitos de anclaje para las mallas de acero soldadas de alambre de una sola rama. Para el anclaje de este tipo de malla, este Reglamento permite la disposición de ganchos y de una longitud embebida, en las caras de compresión y de tracción de los elementos estructurales (artículos 12.13.2.1. y 12.13.2.3.) y sólo una longitud embebida en la cara de compresión (artículo 12.13.2.2.). El artículo 12.13.2.4. presenta las disposiciones que se deben verificar para el anclaje de las mallas de acero soldadas de alambres, rectas y de una sola rama, en las cuales se utiliza el anclaje del alambre longitudinal con una adecuada longitud embebida en las caras de tracción y de compresión de los elementos estructurales.

C 12.13.2.5. En las losas nervuradas se permite anclar una barra o alambre de pequeño diámetro, mediante un gancho normal que no se enganche alrededor de la armadura longitudinal, admitiendo que una barra o alambre en forma continua, constituya una serie de estribos de una sola rama en la nervadura o nervio.

C 12.13.5. Las especificaciones dadas en este artículo de este Reglamento para los empalmes de los estribos dobles en ***U***, con el fin de constituir estribos cerrados, ***prevalecen*** sobre las especificaciones dadas en el artículo 12.15.

C 12.14. EMPALMES DE LA ARMADURA - REQUISITOS GENERALES

Los empalmes se deben ubicar, cuando sea posible, lejos de los puntos de máxima tensión de tracción. Los requisitos que se especifican en el artículo 12.15 alientan esta práctica.

C 12.14.2. Empalmes por yuxtaposición

C 12.14.2.1. Debido a la carencia de datos experimentales internacionales y nacionales adecuados sobre los ***empalmes por yuxtaposición de barras comprimidas y traccionadas con diámetros*** $d_b \geq$ ***40 mm***, este Reglamento ***prohíbe*** el empalme por yuxtaposición de barras con estos diámetros, excepto en los casos descriptos en los

artículos 12.16.2. y 15.8.2.3., para el caso de empalmes solicitados a compresión con barras de diámetro d_b ***= 40 mm*** con otras barras de diámetros menores ***($d_b \leq 32$ mm).***

C 12.14.2.2. El incremento de la longitud de empalme requerido para los paquetes de barras, se fundamenta en la reducción del perímetro expuesto o de contacto de dichas barras con el hormigón. Sólo las barras individuales se deben empalmar por yuxtaposición a lo largo de la longitud del paquete. El valor ℓ_d que se debe utilizar para determinar la longitud de los empalmes, especificada en los artículos 12.15.1. ó 12.16.1., es la correspondiente a la de una sola barra. En ningún caso se permite que dos paquetes de barras sean empalmados como si se tratara de barras individuales.

C 12.14.2.3. Cuando en un empalme las barras o alambres no están en contacto y se ubican demasiado separados entre sí, se origina en ese espacio una sección no armada. Por esta razón y como precaución mínima se debe forzar a que la fisura potencial adopte una trayectoria en zigzag (pendiente 5 a 1).

La separación máxima establecida de ***150 mm*** se exige debido a que la mayoría de los datos de ensayos sobre el empalme de barras conformadas se realizaron en Estados Unidos considerando esa separación.

C 12.14.3. Empalmes mecánicos y soldados

C 12.14.3.2. La tensión máxima en la armadura utilizada en este Reglamento para el diseño es la tensión de fluencia especificada.

Con el fin de asegurar la suficiente resistencia en los empalmes, de manera que se pueda alcanzar la fluencia del acero en un elemento, evitando la rotura frágil, se ha adoptado un incremento del ***25 %*** de la tensión de fluencia especificada, f_y , como un valor mínimo adecuado por seguridad y un valor máximo aceptable por economía.

C 12.14.3.3. Cuando se requiere la soldadura de los aceros que constituyen las armaduras, se deberán considerar tanto su soldabilidad como su compatibilidad con los métodos de soldadura (ver los artículos 3.6.1.5. y 3.6.1.6.).

C 12.14.3.4. El empalme totalmente soldado está indicado principalmente para las barras de grandes diámetros ***(d_b > 16 mm)*** en los elementos principales. El requisito de resistencia a la tracción del ***125 %*** de la tensión de fluencia especificada para el acero, tiene por finalidad asegurar una soldadura sólida para transmitir también esfuerzos de compresión. Se recomienda consultar el comentario al artículo 12.14.3.2.

La edición 1995 del Código ACI 318 eliminó el requerimiento de que las barras sean unidas a tope desde que el documento ANSI/AWS D1.4. permitió las soldaduras indirectas a tope, aunque indica que en aquellos lugares donde sea práctico, los empalmes por contacto directo a tope son aconsejables para barras con diámetros $d_b \geq 20$ ***mm***.

C 12.14.3.5. Cuando se verifiquen los requisitos mínimos establecidos en el artículo 12.15.4., este Reglamento permite utilizar empalmes mecánicos o soldados de resistencia menor que el ***125 %*** de la tensión de fluencia especificada. Por consiguiente, bajo ciertas condiciones, se permiten los empalmes soldados de barras, con o sin material de aporte, así como la soldadura a placas de conexión y los empalmes por contacto (a tope).

C 12.15. EMPALMES DE BARRAS Y ALAMBRES CONFORMADOS SOLICITADOS A TRACCIÓN

C 12.15.1. Los empalmes solicitados a tracción se clasifican como ***Tipo A*** o ***B***, en los cuales la longitud de empalme es un múltiplo de la longitud de anclaje en tracción ℓ_d.

La longitud de anclaje ℓ_d , utilizada para obtener la longitud de empalme, se basa en la ***tensión*** f_y ***total*** porque las clasificaciones de los empalmes ya consideran cualquier exceso de armadura en la ubicación del empalme, razón por la cual ***no se debe utilizar*** el factor para tener en cuenta la existencia de mayor armadura A_s que la necesaria, especificado en el artículo 12.2.5.

Cuando en una misma sección, se empalman varias barras o alambres ubicados en el mismo plano, la separación libre es la mínima distancia libre entre los empalmes adyacentes.

Para los empalmes en columnas con barras desalineadas, la Figura C 12.15.1.a) ilustra la separación libre que se debe utilizar.

Para empalmes escalonados, la separación libre es la distancia mínima entre empalmes adyacentes que en la Figura C 12.15.1.b), se indica como distancia ***x***.

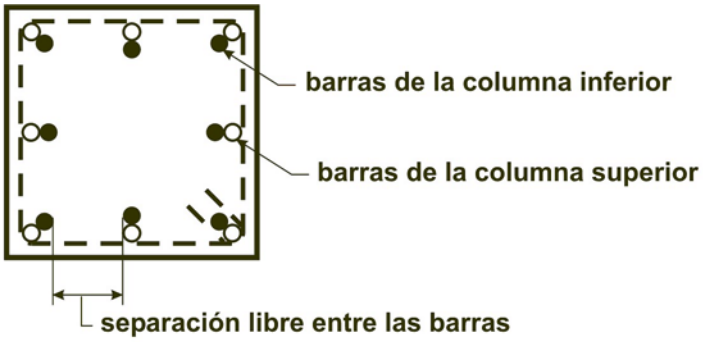
A partir de la edición 1989 del Código ACI 318 se produjeron varios cambios en la determinación de la longitud de anclaje de las barras o alambres, para arribar finalmente, a la adopción de dos niveles de longitudes de empalme para alentar a los Proyectistas o Diseñadores Estructurales a empalmar las barras y alambres en sus puntos de tensión mínima y a alternar los empalmes con el fin de mejorar su comportamiento en las secciones críticas.

C 12.15.2. Los requisitos para los empalmes en las zonas traccionadas, especificados en el artículo 12.15.1., alientan la ubicación de los empalmes, lejos de las zonas solicitadas a grandes esfuerzos de tracción, promoviendo su ubicación en las zonas donde el acero dispuesto sea, como mínimo, ***2 veces*** el área de la armadura necesaria por cálculo.

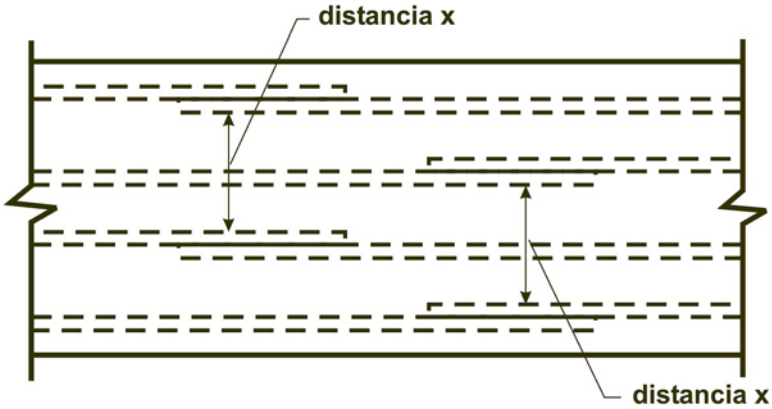
La Tabla 12.15.2. muestra los requisitos para los empalmes tal y como se presentaban en las ediciones anteriores del Código ACI 318.

C 12.15.3. Un empalme mecánico o soldado, debe poder desarrollar, como mínimo, un ***125 %*** de la tensión de fluencia especificada cuando se encuentre ubicado en zonas donde la armadura soporta elevadas tensiones de tracción.

Estos empalmes no necesitan estar escalonados, aunque es aconsejable disponer un escalonamiento cuando el área de la armadura provista resulte menor que el doble de la requerida por cálculo.



(a) Empalme de las barras en columnas



(b) Empalmes escalonados. Separación libre entre empalmes escalonados ubicados en la misma sección (distancia x).

Figura C 12.15.1. Separación libre de barras empalmadas.

C 12.15.4. Se recomienda consultar el comentario al artículo 12.14.3.5.

El artículo 12.15.4. se refiere a la situación en la que se pueden utilizar los empalmes mecánicos o soldados de menor resistencia que el ***125 %*** de la tensión de fluencia especificada de la armadura. Este Reglamento flexibiliza los requisitos cuando los empalmes están alternados y se dispone de armadura en exceso. El criterio de utilizar el doble de la fuerza de tracción determinada, se utiliza con el fin de incluir a aquellas secciones que contengan empalmes parciales en tracción, con diversos porcentajes del acero total continuo.

El empalme parcial habitual en tracción es un cordón de soldadura entre las barras o entre una barra y una pieza de acero estructural. Al detallar este tipo de soldadura se debe especificar su longitud. Tales soldaduras se consideran como el producto de la longitud total soldada por el tamaño efectivo de la ranura o junta soldada que se establece en función del tamaño de la barra y por la tensión admisible de diseño permitida por la norma que sea de aplicación.

En lugar del empalme mecánico o soldado de baja resistencia, este Reglamento permite utilizar un empalme mecánico o soldado completo, de acuerdo con los artículos 12.14.3.2. ó 12.14.3.4., sin el requisito del escalonamiento.

C 12.15.5. Un tensor o elemento predominantemente traccionado tiene las siguientes características:

- dispone de un esfuerzo de tracción axial suficiente como para generar tracción en la sección transversal,
- dispone de un nivel de tensión en la armadura tal que todas las barras deben ser completamente efectivas.
- dispone de un recubrimiento de hormigón en todos sus lados.

Algunos elementos estructurales típicos son los tensores en los arcos, las péndolas que transmiten la carga a una estructura de soporte superior, y los elementos principales de tracción en un reticulado.

Cuando se deba determinar si un elemento se puede clasificar como elemento predominantemente traccionado, se debe prestar atención a la importancia, función, proporciones y condiciones de tensión en relación con las características que se describen en los primeros párrafos de este comentario. Por ejemplo, las armaduras de un gran tanque común circular, con muchas barras y empalmes bien escalonados y con suficiente separación entre sí, no se deben clasificar como un elemento predominantemente traccionado, lo que permite la utilización de empalmes ***Clase B***.

C 12.16. EMPALMES DE LAS BARRAS CONFORMADAS SOLICITADAS A COMPRESIÓN

Las investigaciones realizadas en los Estados Unidos sobre la adherencia de las barras embebidas en el hormigón han sido realizadas principalmente con barras traccionadas. El comportamiento por adherencia de las barras comprimidas no se ve afectado por el problema de la fisuración originada por la tracción transversal que se genera, y por lo tanto, los empalmes de las armaduras comprimidas no requieren de disposiciones tan estrictas como las establecidas para los empalmes de las armaduras traccionadas. Los valores de longitudes mínimas para los empalmes en las columnas, originalmente indicados en la edición 1956 del ACI 318, se han conservado en todas las ediciones posteriores, extendiéndose su aplicación a las barras comprimidas en las vigas y a los aceros de mayor resistencia. Desde la edición 1971 no se han realizado modificaciones a las especificaciones para los empalmes de las armaduras comprimidas.

C 12.16.1. Básicamente, los requisitos para los empalmes de las barras comprimidas permanecen casi iguales desde la edición 1963 del Código ACI 318, aunque en la edición 1971 se le introdujeron modificaciones con el fin de diferenciar distintos tipos de confinamiento y de permitir diseños con armadura con una tensión de fluencia de hasta ***520 MPa***. ***A los fines de este Reglamento se debe adoptar*** $f_y \leq 500$ ***MPa***.

Los ensayos descriptos en las referencias 12.1. y 12.25. han demostrado que la resistencia de los empalmes de las armaduras comprimidas, depende, en forma conside-

rable, del apoyo en el extremo de la barra por consiguiente, no aumenta de manera proporcional cuando se duplica la longitud de dichos empalmes.

Consecuentemente, para las barras con una tensión de fluencia f_y ***> 420 MPa***, se han incrementado de manera significativa las longitudes de los empalmes de las armaduras comprimidas, excepto cuando existe confinamiento por medio de zunchos en espiral, como en el caso de las columnas zunchadas, en las cuales el aumento es de un ***10 %*** en forma aproximada para un incremento en la tensión de fluencia desde ***420 MPa*** hasta ***520 MPa***.

A los fines de este Reglamento se debe adoptar $f_y \leq 500$ ***MPa***.

C 12.16.2. La longitud del empalme se debe determinar en base al mayor valor entre:

1. la longitud del empalme de la barra comprimida de menor diámetro, y

2. la longitud de anclaje de la barra comprimida de mayor diámetro.

Por lo general, los empalmes por yuxtaposición están prohibidos para barras con diámetros $d_b \geq 40$ ***mm***, no obstante lo cual y ***sólo para compresión***, se permite empalmar barras con diámetros $d_b = 40$ ***mm*** con barras con diámetros $d_b \leq 32$ ***mm***.

C 12.16.4. Empalmes por contacto a tope

C 12.16.4.1. Las experiencias con empalmes por contacto a tope están relacionadas casi exclusivamente con las barras verticales en las columnas. Cuando las barras están significativamente inclinadas con respecto a la vertical, es necesario prestar especial atención para garantizar que se logre y se mantenga un contacto adecuado en los extremos donde se apoyan las barras.

C 12.16.4.2. Estas tolerancias se incluyeron en la edición 1971 del Código ACI 318, con el fin de considerar la práctica desarrollada en Estados Unidos, en base a los ensayos de elementos de tamaño natural con barras de diámetros $d_b > 57{,}20$ ***mm***.

C 12.16.4.3. Esta limitación se incluyó también en la edición 1971, con el fin de garantizar una resistencia mínima de corte en las secciones con empalmes por contacto a tope.

C 12.17. REQUISITOS ESPECIALES PARA EMPALMES EN LAS COLUMNAS

En las columnas sometidas a cargas axiales y a flexión, se pueden generar tensiones de tracción en una cara de la columna, para excentricidades grandes o moderadas, tal como se ilustra en la Figura 12.17.1.

Cuando se presentan dichas tensiones de tracción, en el artículo 12.17. se especifica que se deben utilizar empalmes de tracción, o en su defecto, se debe proporcionar una resistencia a la tracción adecuada. ***Además, se requiere de una capacidad mínima a la tracción en cada cara de las columnas, aún cuando el análisis indique que existen sólo esfuerzos de compresión***.

En la edición 1989 del Código ACI 318, se aclara que un empalme de compresión tiene una capacidad a la tracción, como mínimo, igual a $\frac{1}{4} f_y$, lo que simplifica los requisitos de cálculo planteados en las ediciones anteriores.

El empalme de las columnas debe satisfacer los requisitos establecidos para todas las combinaciones de cargas de la columna. En forma frecuente, la combinación básica de carga gravitatoria tendrá prioridad en el diseño de la columna misma, pero una combinación de carga que incluya viento o sismo pude generar mayores tensiones de tracción en algunas barras de las columnas, de manera tal que los empalmes de las columnas se deben diseñar considerando esta mayor tracción.

C 12.17.2. Empalmes por yuxtaposición en las columnas

C 12.17.2.1. A partir de la edición 1989 del Código ACI 318, se han simplificado las prescripciones para el caso de las barras de las columnas que están siempre comprimidas, considerando que un empalme de armaduras comprimidas tiene suficiente resistencia a la tracción como para excluir requisitos especiales.

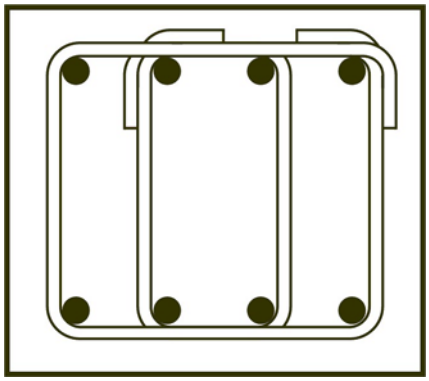


Figura C 12.17.2. ***Para la determinación del área efectiva se deben utilizar las ramas de los estribos que atraviesan el eje de flexión. En este ejemplo existen cuatro ramas de estribos efectivas.***

C 12.17.2.4. Este Reglamento permite utilizar longitudes de empalme menores, siempre que el empalme esté encerrado en toda su longitud por un número mínimo de estribos.

Las ramas de los estribos perpendiculares a cada dirección se deben determinar por separado y el requisito de que el área efectiva sea siempre igual o mayor que ***0,0015 h s*** se debe verificar en cada dirección. Esta situación se ilustra en la Figura C 12.17.2. en la cual cuatro ramas son efectivas en una dirección y dos ramas lo son en la otra dirección. Esta situación es crítica en una dirección, la que normalmente se puede determinar por inspección.

C 12.17.2.5. Las longitudes de los empalmes de las barras comprimidas se pueden disminuir siempre que toda la longitud del empalme esté confinada por zunchos en espiral, debido a la mayor resistencia al hendimiento que estos generan. Los zunchos en espiral deben verificar los requisitos de los artículos 7.10.4. y 10.9.3.

C 12.17.3. Empalmes mecánicos o soldados en las columnas

Este Reglamento permite la utilización de los empalmes soldados o mecánicos en las columnas, siempre que los mismos estén diseñados como un empalme de soldadura completa o como un empalme mecánico total, capaces de desarrollar el ***125 %*** de f_y , tal como lo exigen los artículos 12.14.3.2. ó 12.14.3.4.

Habitualmente se ensaya la capacidad del empalme en tracción y se exige su resistencia completa para contemplar las elevadas cargas de compresión que posiblemente alcancen las armaduras de las columnas debido a los efectos de la fluencia lenta.

Cuando se utilice un empalme mecánico que desarrolle una capacidad de transmisión menor que un empalme mecánico total, entonces el empalme deberá cumplir con todas las especificaciones dadas en los artículos 12.16.4. y 12.17.4. para los empalmes por contacto a tope.

C 12.17.4. Empalmes por contacto a tope en columnas

Los empalmes por contacto a tope utilizados para empalmar las barras de las columnas que están siempre comprimidas, deben tener una capacidad de resistir esfuerzos de tracción del ***25 %*** de la tensión de fluencia del área de acero dispuesto en cada cara de la columna, ya sea escalonando los empalmes por contacto a tope o agregando barras adicionales a lo largo del empalme. Los empalmes por contacto a tope deben verificar las especificaciones del artículo 12.16.4.

C 12.18. EMPALMES DE LAS MALLAS DE ACERO SOLDADAS DE ALAMBRES CONFORMADOS SOLICITADOS A TRACCIÓN

Las disposiciones especificadas para los empalmes de estas mallas se basan en los ensayos realizados en Estados Unidos y descriptos en la referencia 12.26. Los requisitos existentes en la edición 1971 del ACI 318 se simplificaron en el suplemento de la edición 1976 incorporando tanto la suposición de que sólo un alambre transversal en cada panel de malla está yuxtapuesto en el empalme como la determinación de la longitud de empalme con el valor ***1,3*** ℓ_d . La longitud de anclaje, ℓ_d , es la longitud que se determina con las especificaciones del artículo 12.7. sin considerar el valor mínimo establecido en ***200 mm***, ***que se debe aplicar a la totalidad de la longitud del empalme***. Cuando dentro de la longitud de empalme no existan alambres transversales, se permite aplicar las disposiciones establecidas para el alambre conformado.

C 12.19. EMPALMES DE LAS MALLAS DE ACERO SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOLICITADOS A TRACCIÓN

La resistencia de los empalmes de las mallas de acero soldadas 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, se especifica el empalme en términos de la superposición de los alambres transversales y no en diámetros del alambre o en milímetros. El requisito de superposición adicional de ***50 mm*** tiene el objeto de asegurar la superposición de los alambres transversales y contar con el espacio suficiente entre ellos para lograr una compactación satisfactoria del hormigón. Las investigaciones realizadas en

Estados Unidos, que se describen en la referencia 12.27., han demostrado que se requiere una mayor longitud de empalme cuando se trata de una malla de acero soldada de alambres de diámetros grandes con poca separación, y como consecuencia, se especifican para estas mallas requisitos adicionales en la longitud de empalme, además de un mínimo absoluto de ***150 mm***. La longitud de anclaje ℓ_d , es la longitud que se determina de acuerdo con las disposiciones del artículo 12.8., sin considerar el valor mínimo de ***150 mm***. Los requisitos para el empalme se ilustran en la Figura 12.19.

PARTE 5 – SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 13.

SISTEMAS DE LOSAS QUE TRABAJAN EN DOS DIRECCIONES

COMENTARIO GENERAL

El Capítulo 13 del Código ACI-318, en el cual se ha basado el Capítulo 13 de este ***Reglamento, establece algunas diferencias conceptuales importantes a considerar en el diseño de losas para entrepisos, respecto de los usos y costumbres impuestos en el país derivados de la aplicación de las normas de origen alemán, que constituían la base de las versiones anteriores del CIRSOC 201. (CIRSOC 201-82 y CIRSOC 201-M-96).***

Las diferencias son de una importancia tal, que justifica el hecho de agregar este comentario general al comienzo del capítulo dedicado al diseño de losas armadas en dos direcciones o losas cruzadas, como se las denomina frecuentemente en nuestro medio.

Las nuevas exigencias del diseño incluyen, aparte del diseño de las secciones resistentes de hormigón armado, nuevos criterios relacionados con los siguientes aspectos:

1. ***Los recubrimientos exigidos son mayores que los acostumbrados.***

2. ***La evaluación de la rigidez de losas y la determinación de las solicitaciones, se deben realizar considerando la rigidez de las vigas en las que apoyan***.

3. En este Reglamento se incluye la descripción de procedimientos simplificados de diseño que el Proyectista o Diseñador Estructural puede utilizar o no, siempre que se cumplan determinadas condiciones que se especifican con detalle.

A continuación se incluyen comentarios respecto de estas cuestiones

1. Recubrimientos de la armadura en losas

En este Reglamento se ha optado por recomendar valores de recubrimientos de la armadura reducidos con respecto a los especificados en el ACI-318. Este aspecto del diseño y ejecución de estructuras de hormigón armado, se ha tratado en otros capítulos, por lo que no será comentado en este lugar.

2. La rigidez de los sistemas de losas

El cálculo de solicitaciones en losas cruzadas se ha realizado, generalmente, considerando que las vigas de apoyo dispuestas en los bordes tenían rigidez a flexión infinita. Esta premisa, que se ajusta suficientemente a la realidad ***cuando las vigas tienen gran rigidez comparada con las losas que soportan***, deja de ser válida cuando se utilizan ***vigas de escasa altura*** (conocidas como vigas "cinta"), o vigas de longitudes importantes y por lo tanto ***flexibles***.

La mejor calidad de los materiales, la exigencia de mayores espacios libres de columnas en los edificios y la necesidad de reducir al mínimo los espesores totales de los entrepisos, han llevado, en los últimos años, a diseños de estructuras osadas, con grandes luces y alturas de vigas reducidas. La consecuencia directa de este tipo de diseños es la obtención de estructuras que tienen una ***flexibilidad excesiva***. En el caso particular de los sistemas de losas, esta configuración ***invalida los procedimientos de diseño estructural de losas cruzadas utilizados comúnmente***, ya que con ellos, se obtienen ***entrepisos muy flexibles*** que llevan a la fisuración (y algunas veces al estallido) de la tabiquería cerámica de los edificios. Este nuevo Reglamento introduce exigencias que guían al Proyectista o Diseñador Estructural hacia la obtención de un diseño de ***sistemas de losas que proporcione la rigidez adecuada***.

Por esta razón, los requisitos de diseño para los sistemas de losas armadas en dos direcciones, expuestos en este nuevo Reglamento, asignan importancia a las deformaciones que se pueden esperar en el sistema, en función de las rigideces de los elementos:

- Si la relación de lados es mayor que 2, la losa se debe diseñar como armada en una sola dirección (ver los artículos 9.5.3.1 y 13.6.1.2), que coincide con la ***luz menor***.

- En el artículo 9.5.3.3 se establecen los límites para los espesores mínimos de losas cruzadas, y se puede observar que, en el presente Reglamento, ***estos espesores mínimos son función de las rigideces relativas de losa y vigas***. (Ver el artículo 13.1.4.).

3. Los procedimientos de diseño

A continuación se transcribe el artículo 13.5.1. que expresa :

"*13.5.1. Los sistemas de losas se pueden diseñar mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección, es como mínimo, igual a la resistencia requerida por los artículos 9.2. y 9.3., y que se verifican todas las condiciones de servicio, incluyendo los valores límites establecidos para las flechas.*"**

Es decir que, si se tienen en cuenta los problemas de deformaciones de las losas y sus vigas de apoyo, es posible aplicar cualquier procedimiento válido para el diseño de sistemas de losas.

Este Reglamento proporciona ***dos procedimientos de diseño*** que tienen diferente rango de aplicaciones, no obstante el artículo 13.5.1 ***deja libertad al Proyectista o Diseñador Estructural que quiere hacer un diseño más ajustado***.

C 13.0. SIMBOLOGÍA

Los métodos de diseño que se presentan en el Capítulo 13 se basan en los análisis de los resultados de una extensa serie de ensayos que se describen en las referencias 13.1. y 13.7. y en el registro fundamentada, del comportamiento de varios sistemas de losas.

Gran parte del Capítulo 13 está relacionado con la elección y la distribución de la armadura de flexión. Por lo tanto, es recomendable, antes de discutir las diversas reglas para el diseño, advertir al Proyectista o Diseñador Estructural, que la transmisión de la carga de la losa a las columnas por flexión, torsión y corte, es el problema fundamental referido a la seguridad de un sistema de losas. Los criterios de diseño por torsión y corte en losas, se presentan en el Capítulo 11.

Las ayudas para el análisis y el diseño de los sistemas de ***losas armadas en dos direcciones*** se pueden consultar en la referencia 13.8. Estas ayudas permiten simplificar la aplicación tanto del Método de Diseño Directo como del Método del Pórtico Equivalente que se presentan en los artículos 13.6 y 13.7.

Las unidades que se indican en este artículo para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que están permitidas por el Sistema Métrico Legal Argentino **(SIMELA).**

En la edición 2002 del Código ACI 318 se podía observar que en varios Capítulos se utilizaba el mismo símbolo para definir conceptos diferentes, situación que ha sido corregida en la edición 2005 en la cual se propone una simbología general sin superposición de símbolos.

Por esta razón se advierte al usuario acerca de las diferencias entre una edición y otra.

ACI 318-2002	ACI 318-2005
α	α_f
α_1	α_{f1}
α_2	α_{f2}
w_d	q_{Du}
w_ℓ	q_{Lu}
w_u	q_u

C 13.1. CAMPO DE VALIDEZ

Los métodos de diseño especificados en este Capítulo se basan en el análisis de los resultados obtenidos de una extensa serie de ensayos realizados en Estados Unidos (ver las referencias 13.1. a 13.7. inclusive) y en la comprobación del comportamiento satisfactorio de varios sistemas de losas.

Los principios fundamentales de diseño, contenidos en el Capítulo 13, se aplican a todo sistema estructural plano sometido a cargas transversales. Sin embargo, algunas de las reglas específicas de diseño, así como los precedentes históricos, limitan los tipos de estructuras a los cuales se puede aplicar el Capítulo 13. En este artículo se describen las características generales de los sistemas de losas que es posible diseñar con las especificaciones de este Capítulo 13. ***Estos sistemas incluyen las losas convencionales con vigas en sus bordes o eventualmente con bordes libres, los entrepisos sin vigas y las losas casetonadas***.

Se excluyen las losas armadas en una dirección, armadas deliberadamente para resistir esfuerzos de flexión en una sola dirección; y las losas apoyadas sobre el suelo, salvo el caso de aquellas que transmiten al terreno cargas verticales originadas en otras partes de la estructura.

Los procedimientos expeditivos de diseño descriptos en el ***Capítulo 13 se aplican*** a ***losas con vigas, sólo cuando éstas se encuentran en los bordes de la losa o del paño de losa, y apoyan sobre columnas u otros apoyos, esencialmente fijos, ubicados en las esquinas de la losa o del paño de losa.*** Las losas armadas en dos direcciones, reforzadas con vigas en una dirección, o las losas nervuradas en donde la losa y las vigas están soportadas por vigas principales en la otra dirección, se pueden diseñar de acuerdo con los requerimientos generales del Capítulo 13. Dichos diseños se deben fundamentar en análisis compatibles con la posición deformada de las vigas y vigas principales de apoyo.

En las losas que se apoyan sobre tabiques portantes, los procedimientos expeditivos de diseño de este Capítulo, consideran al ***tabique como una viga infinitamente rígida***. Por lo tanto, ***en cada tabique debe apoyar la longitud total de un borde de la losa*** (Ver el artículo 13.2.3.). ***Las columnas tipo tabique, con una longitud menor que la de la losa, se pueden tratar como columnas.***

Las ayudas de diseño para el análisis y el diseño de losas en dos direcciones se presentan en la referencia 13.8.

C 13.2. DEFINICIONES

C 13.2.3. Por definición, un paño de losa incluye todos los elementos solicitados a flexión comprendidos entre los ejes de las columnas, de manera que la faja de columna incluye a las vigas, si las hubiera.

C 13.2.4. Las vigas de borde o las vigas interiores de las losas, que han sido hormigonadas juntamente con las losas, se deben considerar como secciones T, incluyendo partes de la losa como alas. En la Figura 13.2.4. de este Reglamento se proporcionan ejemplos de las especificaciones de este artículo.

A título informativo, se incorpora de la referencia 7.19. las definiciones de los distintos tipos de losas que se consideran en el Capítulo 12.

> *"Las losas que apoyan sólo en dos lados opuestos, como en la Figura **C 13.2.1.a)**, donde la acción estructural de la losa es fundamentalmente en **una dirección**, puesto que transmite las cargas en la dirección perpendicular*

*a la de las vigas de apoyo, se conocen como **losas en una dirección**. Se está en presencia de una **losa en dos direcciones** cuando existen vigas en los cuatro lados, como en la Figura **C 13.2.1.b)**, de modo tal que se obtiene una acción de losa en **dos direcciones**. Asimismo se pueden disponer vigas intermedias, como se muestra en la Figura **C 13.2.1.c)**. Si la relación entre la longitud y el ancho de un **paño de losa** es mayor que un valor alrededor de dos, la mayor parte de la carga se transmite en la dirección corta hacia las vigas de apoyo y se obtiene, en efecto, **acción en una dirección**, aunque se proporcionen **apoyos en todos los lados**.*

Un paño de losa (ver definición en el artículo 13.2.3. de este Reglamento es aquel que está limitado por los ejes de las columnas, vigas o tabiques que existan en sus bordes.

*En algunos casos, las losas de hormigón se pueden apoyar directamente sobre columnas, como en la Figura **C 13.2.1.d)**, sin la utilización de vigas secundarias o principales. Estas losas se identifican como **placas planas** y se utilizan a menudo cuando las luces no son muy grandes y las cargas no son particularmente pesadas. La construcción del tipo **losa plana**, ilustrada en la Figura **C 13.2.1.e)**, tampoco incluye vigas pero incorpora una región con un sobreespesor de losa en la vecindad de la columna y emplea con frecuencia columnas con forma acampanada en la parte superior; ambos son mecanismos para reducir los esfuerzos generados por corte y flexión negativa alrededor de las columnas; por lo general se llaman **paños con ábacos o sobreespesores** y **capiteles de columna**, respectivamente. En estrecha relación con la **placa plana** está la **losa con viguetas** en dos direcciones o losa reticular que ilustra la Figura **C 13.2.1.f)**. Con el fin de reducir la carga permanente de la construcción con losas macizas, se forman vacíos en un patrón rectilíneo mediante elementos livianos construidos en metal o en fibra de vidrio. Se obtiene así una construcción nervurada en dos direcciones. Por lo general los elementos para alivianar o aligerar la estructura se omiten cerca de las columnas de manera que se forme una losa maciza para resistir mejor los momentos y esfuerzos de corte en estas áreas.*

*Las losas de hormigón armado que se muestran en la Figura **C 13.2.1.a)** se diseñan casi siempre para cargas que se suponen distribuidas de manera uniforme sobre la totalidad de uno de los paños de la losa, limitadas por las vigas de apoyo o por los ejes entre centros de columnas. Las pequeñas cargas concentradas se pueden absorber mediante la acción en dos direcciones de la armadura (armadura a flexión en **dos direcciones** para sistemas de losa en dos direcciones, o armadura a flexión **en una dirección** más armadura de repartición transversal para sistemas en una dirección). Por lo general, las grandes cargas concentradas requieren vigas de apoyo.*

*En el Capítulo 12 de la referencia 7.19. se analizan las losas apoyadas en los bordes en una o en dos direcciones, como las que ilustran las Figuras **C 13.2.1.a)**, **b)** y **c)**. Los sistemas en dos direcciones sin vigas, como los expuestos en las Figuras **C 13.2.1.d), e)** y **f)**, al igual que las losas en dos direcciones apoyadas en los bordes (ver la Figura **C 13.2.1.b)**, se tratan en el Capítulo 13 de la referencia. En los Capítulos 14 y 15 de la misma referencia se introducen métodos especiales basados en el análisis límite para estados de sobrecarga, aplicables a todos los tipos de losas.*

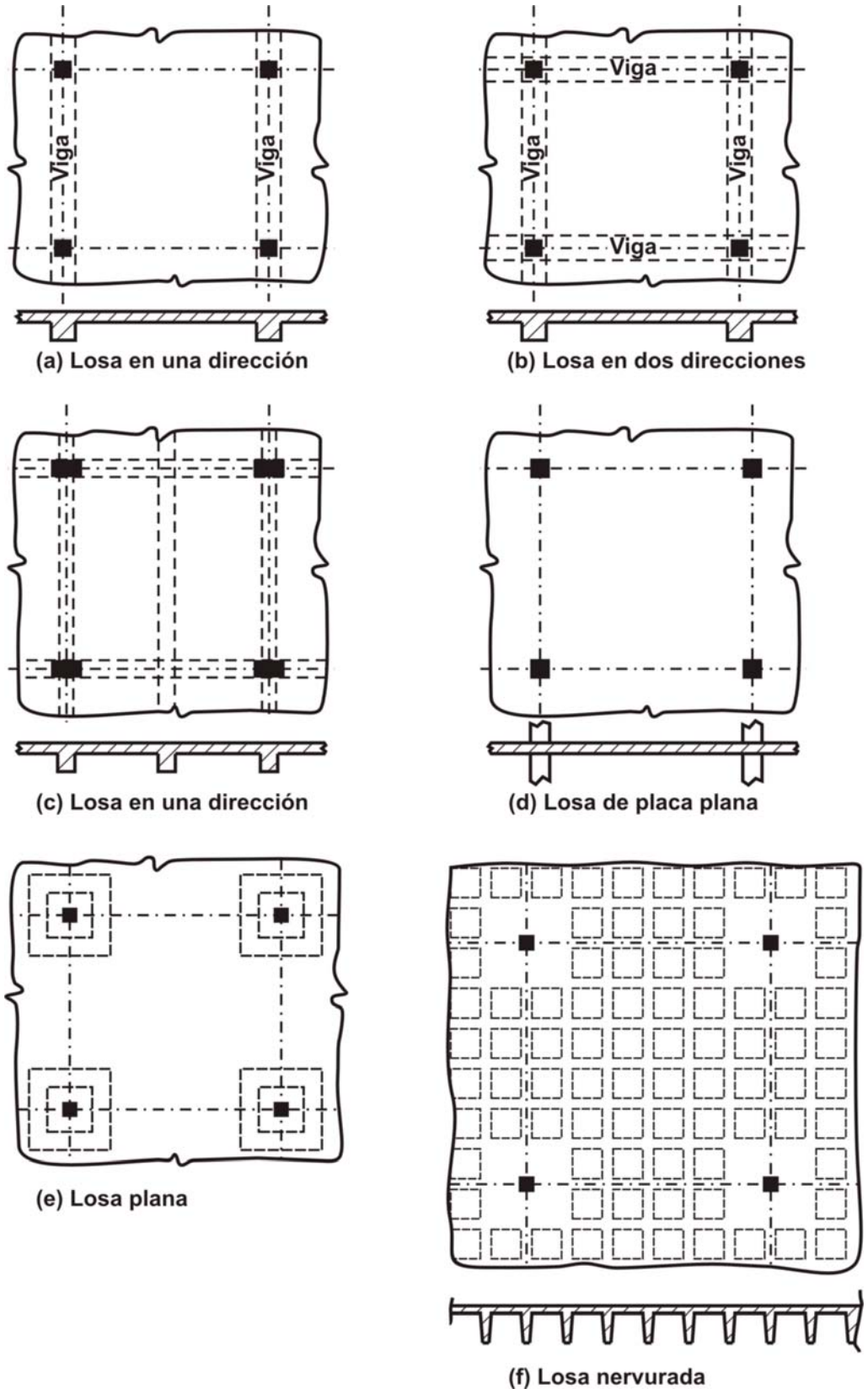


Figura C 13.2.1. Tipo de losas estructurales.

*Cuando las losas, en dos direcciones se apoyan sobre vigas relativamente delgadas y flexibles (Figura **C 13.2.1.b**), o si las vigas en los ejes entre columnas se omiten del todo, como en el caso de las losas de tipo placa plana (Figura **C 13.2.1.d)**, las losas planas (Figura **C 13.2.1.e)** o los sistemas de losas nervuradas en dos direcciones (Figura **C 13.2.1.f**), se generan una serie de consideraciones adicionales a las anteriores. La Figura **C 13.2.2.a)** ilustra una parte de un sistema de entrepiso donde un paño de losa rectangular está apoyado en vigas relativamente delgadas en los cuatro lados.*

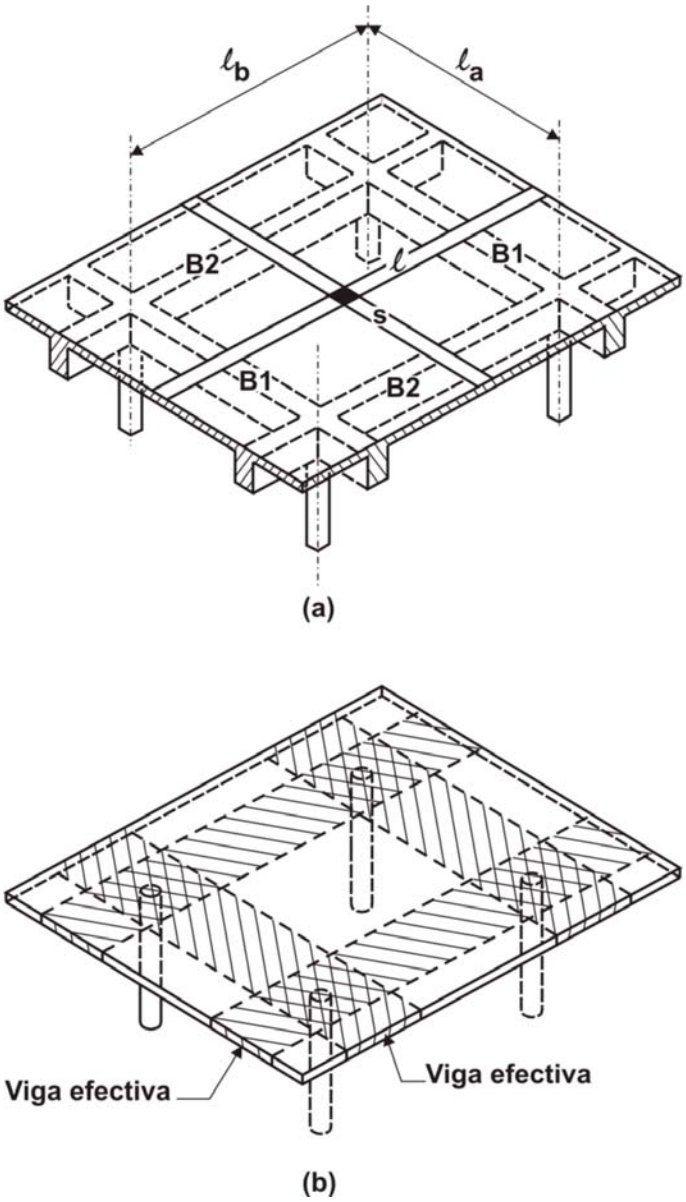


Figura C 13.2.2. Losas en dos direcciones apoyadas sobre columnas: (a) losa en dos direcciones con vigas; b) losa en dos direcciones sin vigas. (corresponde a la Figura 13.1. de la referencia 7.19.).

Las vigas están sostenidas a su vez por columnas en las intersecciones de sus ejes centrales. Si se aplica una carga superficial ***w*** *ésta se comparte entre fajas imaginarias de losa* ℓ_a *en la dirección corta y* ℓ_b *en la dirección larga, como se explica en la sección 12.4 de la referencia 7.19. La fracción de carga transmitida por las fajas largas* ℓ_b *es transferida a las vigas B1 que se extienden en la dirección corta del paño. La porción tomada por las vigas B1 más la que se transmite directamente en la dirección corta por las fajas de losa* ℓ_a *totalizan el cien por ciento de la carga aplicada al paño. Asimismo, las fajas de losa en la dirección corta* ℓ_a *entregan una parte de la carga a las vigas B2 en la dirección larga. Esta carga, más aquella tomada en forma directa en la dirección larga por la losa, constituyen el cien por ciento de la carga aplicada. Es un requisito claro de estática que, para una construcción apoyada sobre columnas, el* ***ciento por ciento*** *de la* ***carga aplicada se debe transmitir en cada dirección****, en forma conjunta por la losa y por sus vigas de apoyo (ver la referencia 13.1.).*

Una situación similar se obtiene en la losa de entrepiso del tipo ***placa plana*** *que se muestra en la Figura* ***C 13.2.2.b)****. En este caso se omiten las vigas. Sin embargo, las fajas anchas de la losa centradas en los ejes entre columnas en cada dirección, cumplen la misma función que las vigas de la Figura* ***C 13.2.2a)****; también para este caso, la totalidad de la carga se debe transmitir en cada dirección. La presencia de ábacos o de capiteles en la zona doblemente grisada cercana a las columnas (Figura* ***C 13.2.1.e)*** *no modifica el anterior requisito de la estática".*

*El Capítulo 13 del Código ACI (***y de este Reglamento***) trata de manera unificada todos los anteriores sistemas en dos direcciones. Sus disposiciones son aplicables a losas apoyadas sobre vigas, a losas planas y a placas planas, al igual que a losas nervuradas en dos direcciones. Aunque se permite el diseño* ***"mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica"****, se hace referencia específica a dos métodos alternativos: el semiempírico,* ***método de diseño directo****, y un análisis elástico aproximado, conocido como el* ***método del pórtico equivalente****.*

A los fines del diseño, en cualquiera de los dos casos, un paño de losa corriente se divide en ***fajas de columna*** *y en* ***fajas centrales****. Una* ***faja de columna*** *se define como una faja de losa con un ancho a cada lado del eje, entre centros de columnas, igual a un cuarto de la menor de las dimensiones del paño* ℓ_1 *y* ℓ_2 *. Esta faja incluye las vigas en los ejes de columna. En todos los casos,* ℓ_1 *se define como la luz en la dirección del análisis de los momentos y* ℓ_2 *como la luz en la dirección transversal. Las* ***luces se miden hasta los ejes entre centros de columnas****, excepto donde se indique de otra manera. Para el caso de construcción monolítica, las vigas incluyen la parte de la losa a cada lado de la viga, que se extiende una distancia igual a la proyección de la viga por encima o por debajo de la losa (la que sea mayor) pero que no exceda* ***cuatro veces el espesor de la losa*** *(ver la Figura C 13.3.)"*

C 13.2.5. Las dimensiones especificadas en el artículo 13.2.5. para los ábacos son necesarias cuando se los utilice para ***reducir la cantidad de armadura para momento negativo*** de acuerdo con el artículo 13.3.7. ó para satisfacer algunos espesores mínimos de losa permitidos en el artículo 9.5.3. Para ***aumentar la resistencia al corte*** de una losa se pueden utilizar ábacos con dimensiones menores que las especificadas en el artículo 13.2.5.

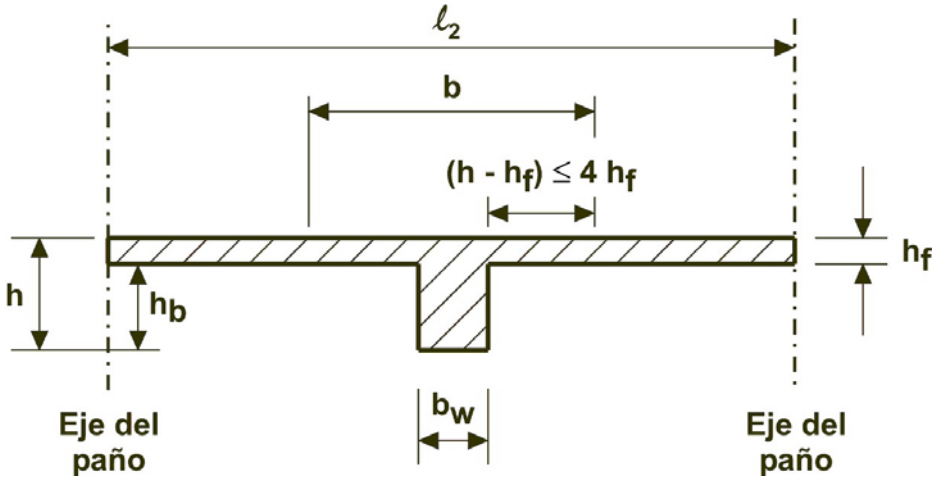


Figura C 13.3. Sección transversal de una losa y de la viga efectiva.

C13.3. ARMADURA DE LA LOSA

C 13.3.2. El requisito de que la ***separación entre las barras o alambres que constituyen la armadura no sea mayor que 2 veces el espesor de la losa, se aplica únicamente a la armadura de losas macizas y no a losas nervuradas o casetonadas***. Esta limitación está destinada a garantizar la seguridad de la losa, reducir la fisuración y prever la posible existencia de cargas concentradas en áreas pequeñas de la losa. (Ver el Comentario al artículo 10.6.).

C 13.3.3. – C 13.3.5. Los momentos flexores en la unión de las losas con las vigas de borde puede variar mucho de acuerdo con las condiciones de apoyo. Cuando las vigas de borde se construyan integradas a tabiques, la losa se encontrará prácticamente empotrada. En otros casos, la losa podrá llegar a comportarse como simplemente apoyada dependiendo de la rigidez torsional de la viga de borde o del borde de la losa. Los requisitos de estas secciones contemplan condiciones inciertas que se producirán normalmente en la práctica.

C 13.3.8. Detalles de la armadura en las losas sin vigas

A partir de la edición 1989 del Código ACI-318, se eliminaron las barras dobladas de la Figura 13.3.8., debido a que actualmente se utilizan cada vez menos las barras dobladas, y resulta difícil colocarlas correctamente. No obstante, ***se permite colocar barras dobladas si se cumplen los requisitos del artículo 13.3.8.3.***

C 13.3.8.4. Para los momentos que resultan de ***combinaciones de cargas laterales y gravitatorias***, las longitudes y prolongaciones mínimas de las barras de la Figura 13.3.8, pueden resultar ***insuficientes***.

C 13.3.8.5. Cuando un apoyo falle o sufra algún daño, la armadura inferior continua de la faja de columna proporcionará a la losa cierta capacidad residual para colgarse de los apoyos adyacentes. ***Las dos barras o alambres inferiores continuos de la faja de columna se han denominado "armadura de integridad", y se proporcionan para dar a la losa alguna capacidad residual después de una falla local de corte por punzonamiento en un solo apoyo***. Ver la referencia 13.9. En la edición 2002 del Código ACI 318, los empalmes mecánicos y soldados han sido reconocidos explícitamente como métodos alternativos para materializar los empalmes de las armaduras.

C 13.3.8.6. Esta disposición fue incorporada al Código en 1992, a fin de requerir la misma ***"armadura de integridad"*** que para otras losas sin vigas en dos direcciones, ante el caso de falla de corte por punzonamiento en un apoyo. (Ver la Figura 13.3.8.6. para la ubicación de la armadura de integridad).

En algunos casos, habrá suficiente espacio para que las barras inferiores adherentes puedan pasar bajo los conectores de corte y a través de la columna. Cuando este espacio sea insuficiente, las barras inferiores se pasarán a través de agujeros en los brazos de los conectores de corte o dentro del perímetro del collar de izaje. Los brazos de los conectores de corte se mantendrán tan abajo en la losa, como sea posible, para incrementar su efectividad.

C 13.4. ABERTURAS EN LOS SISTEMAS DE LOSAS

Ver el comentario al artículo 11.12.5.

C 13.5. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

C 13.5.1. ***Este artículo permite al Proyectista o Diseñador Estructural efectuar el diseño de acuerdo con los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que pueda demostrar de manera explícita que se satisfacen todos los criterios de seguridad y de comportamiento en servicio. El diseño de la losa se puede realizar mediante el uso combinado de soluciones clásicas, basadas en un continuo elástico lineal, soluciones numéricas basadas en elementos discretos o análisis con el método de las líneas de fluencia***; incluyendo en todos los casos la evaluación de las tensiones en las zonas de los apoyos, debidas al corte, la torsión y la flexión. El Proyectista o Diseñador Estructural debe considerar que el diseño de un sistema de losas implica algo más que su análisis y debe justificar, apoyado en su conocimiento de las cargas esperadas y en la confiabilidad de los esfuerzos y deformaciones calculados para la estructura, cualquier alteración en las dimensiones físicas de la losa respecto de la práctica habitual.

C 13.5.1.1. Para el análisis expeditivo de sistemas de losas que trabajan en dos direcciones bajo cargas gravitatorias, se especifican dos métodos: el Método de Diseño Directo, desarrollado en el artículo 13.6. y el Método del Pórtico Equivalente, descripto en el artículo 13.7. Las disposiciones específicas de ambos métodos están limitadas, en su aplicación, ***a sistemas de pórticos en direcciones ortogonales solicitados por cargas***

exclusivamente gravitatorias. Ambos métodos se aplican a ***losas que trabajan en dos direcciones***, ya sean con vigas en sus bordes o losas sin vigas (losas planas y placas planas). En ambos métodos, en la distribución de momentos en las secciones críticas de la losa, se reflejan los efectos de la reducción de rigidez de los elementos debido a la fisuración del hormigón y a la geometría de los apoyos.

En la referencia 7.19. se expresa que:

> *"...Aunque los sistemas de losas de hormigón armado en dos direcciones, que incluyen losas apoyadas en los bordes y losas y placas planas se deben analizar y diseñar de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 13, en muchos casos, sobre todo en aquellos sistemas que no cumplen los requisitos que permiten realizar el análisis por medio del Método de Diseño Directo, algunos Proyectistas o Diseñadores Estructurales continúan utilizando para el caso especial de losas armadas en dos direcciones, apoyadas en vigas de borde relativamente altas y rígidas, en los cuatro lados de cada uno de los paños de losa, el método de diseño que proponía la edición 1963 del Código ACI 318, desarrollado originalmente por Marcus e introducido en Estados Unidos por Rogers. Este método se encuadra perfectamente en las disposiciones del artículo 13.5.1."*

C 13.5.1.2. Durante la ***vida útil de una estructura***, las cargas aplicadas durante la construcción, las cargas normales de uso, las sobrecargas previstas y los cambios de volumen, producirán fisuración en la losa. La ***fisuración reduce la rigidez de las losas y aumenta la flexibilidad de la estructura frente a la acción de las cargas laterales***. La fisuración de la losa se debe considerar en el cálculo de la rigidez, a fin de que los desplazamientos causados por el viento o el sismo, no resulten subestimados.

El Proyectista o Diseñador Estructural puede modelar la estructura, para un análisis bajo la acción de cargas laterales, utilizando cualquier aproximación que demuestre satisfacer el equilibrio y la compatibilidad geométrica y que concuerde de manera razonable con los datos disponibles de ensayos. (ver las referencias 13.10. y 13.11.). El procedimiento elegido incluirá la evaluación de los efectos de la fisuración así como de otros parámetros tales como ℓ_2 / ℓ_1, c_1 / ℓ_1 y c_2 / c_1. En la referencia 13.12., se resumen algunos de los métodos de diseño disponibles. Los procedimientos considerados aceptables, incluyen: los modelos de elementos finitos para placas en flexión, el modelo de la viga con ancho efectivo y el modelo del pórtico equivalente. En todos los casos, las rigideces de los elementos aporticados será reducidas para considerar la fisuración.

Para ***losas no pretensadas***, se considera apropiado reducir la rigidez a flexión de la placa a un valor entre un medio y un cuarto ***de su valor sin fisurar*** para tener en cuenta la fisuración. En l***osas pretensadas***, la rigidez es mayor que la correspondiente a la de ***losas fisuradas***. Cuando el objetivo del análisis sea considerar los desplazamientos laterales o la amplificación de momentos, se adoptará el ***valor límite inferior de la rigidez a flexión de las placas***. Cuando se realice un análisis para estudiar la interacción de una losa con otros elementos aporticados, tales como tabiques estructurales, podrá resultar apropiado considerar un ***rango de rigideces para la losa***, de manera de evaluar la importancia relativa de la losa en dicha interacción.

C 13.5.3. Este artículo se refiere fundamentalmente a los ***sistemas de losas sin vigas***. Los ensayos y la experiencia han demostrado que, a menos que se adopten ***medidas especiales para resistir los esfuerzos debidos a torsión y cort***e, toda la armadura prevista para resistir la parte del momento transmitida por flexión a la columna, se debe colocar entre dos líneas situadas a una distancia igual a ***1,5 veces*** el espesor de la losa o ábaco, (***1,5 h)***, a cada lado de la columna. Las tensiones de corte calculadas en la losa, alrededor de la columna, deben cumplir con los requisitos del artículo 11.12.2. Para mayores detalles con respecto a la aplicación de este artículo, ver los comentarios a los artículos 11.12.1.2. y 11.12.2.1.

C 13.5.3.3. Los procedimientos del ACI 318-89 no han sido modificados en las últimas ediciones, excepto que bajo ciertas condiciones, se permite al Proyectista o Diseñador Estructural, ajustar el valor del momento transmitido por corte, sin revisar la dimensión de los elementos. La evaluación de los ensayos disponibles, indica que es posible ***adoptar cierta flexibilidad en la distribución de los momentos no balanceados, transmitidos por corte y flexión, tanto en los apoyos exteriores como interiores***. Los apoyos interiores, exteriores y de esquina, se refieren a las conexiones losa-columna para las cuales el perímetro crítico de columnas rectangulares, tiene 4, 3 ó 2 lados respectivamente. Los cambios en la edición de 1995 reconocen en cierta medida, las prácticas de diseño habituales, anteriores a la edición de 1971, (ver la referencia 13.13.).

En los ***apoyos exteriores***, en el caso de momentos no balanceados, alrededor de un eje paralelo al borde, se puede reducir la fracción del momento transmitida por excentricidad de corte, $\gamma_v M_u$, siempre que el corte mayorado en el apoyo (excluyendo el corte producido por la transferencia de momento) no exceda el ***75 %*** de la capacidad al corte ϕV_c , como se define en el artículo 11.12.2.1, para columnas de borde; ó ***50 %*** en columnas de esquina. Los ensayos descriptos en las referencias 13.14. y 13.15., indican que, en dichos casos, ***no hay una interacción significativa entre el corte y el momento no balanceado en los apoyos exteriores***. Nótese que a medida que $\gamma_v M_u$ decrece, $\gamma_f M_u$ aumenta.

La evaluación de ensayos de apoyos interiores, indica que también es posible cierta flexibilidad en la distribución de los momentos no balanceados, por corte y flexión, pero con limitaciones más severas que en el caso de apoyos exteriores. ***En apoyos interiores, se permite incrementar, hasta en un 25 %, el momento no balanceados transmitido por flexión, siempre que el corte mayorado (excluyendo el corte producido por el momento transferido) en el apoyo interior, no exceda el 40 % de la capacidad al corte ϕV_c, como se define en el artículo 11.12.2.1***.

Los ensayos de ***uniones losa-columna***, indican que se requiere un alto valor de ductilidad, debido a que la interacción entre el corte y el momento no balanceado es crítica. Cuando el corte mayorado es grande, la unión losa-columna no siempre puede brindar el anclaje a toda la armadura dispuesta en el ancho efectivo. Las modificaciones especificadas en el artículo 13.5.3.3., para las uniones losa-columna de borde, de esquina o interior, sólo se permiten cuando la cuantía de armadura (dispuesta dentro del ancho efectivo) requerida para desarrollar el momento no equilibrado $\gamma_f M_u$, no exceda **0,375** ρ_b . La utilización de la expresión (13-1), sin las modificaciones permitidas por el artículo 13.5.3.3, generalmente indica condiciones de sobre tensión en el nudo. Las disposiciones del artículo 13.5.3.3. intentan mejorar el comportamiento dúctil del nudo losa-columna. Cuando se produce una inversión de momento en las caras opuestas de un apoyo interior, tanto la armadura superior como la inferior deberán estar concentradas dentro del ancho

efectivo. Se ha observado que resulta apropiado adoptar una relación de 2, entre la armadura superior y la inferior.

C 13.6. MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO

El método de diseño directo consiste en un conjunto de reglas para la distribución de momentos a las secciones de losa y de vigas para satisfacer simultáneamente los requisitos de seguridad y la mayoría de los requisitos de comportamiento en servicio. Su aplicación implica tres pasos fundamentales:

1. Determinación del momento isostático mayorado total (artículo 13.6.2.).
2. Distribución del momento isostático mayorado total a las secciones de momentos negativos y positivos (artículo 13.6.3.).
3. Distribución de los momentos mayorados negativos y positivos entre las fajas de columnas e intermedia, y en las vigas, si existen (ver los artículos 13.6.4. a 13.6.6.). La distribución de momentos entre las fajas de columnas e intermedia se utiliza también en el método del pórtico equivalente (ver el artículo 13.7.).

C 13.6.1. Limitaciones

El ***Método de Diseño Directo se desarrolló a partir de tres elementos***: (1) los procedimientos teóricos para la determinación de momentos en losas con y sin vigas; (2) el requisito de disponer de procedimientos simples de diseño y construcción; y (3) los precedentes obtenidos del comportamiento de sistemas de losas. En consecuencia, ***los sistemas de losas que se vayan a diseñar con el Método de Diseño Directo, deben cumplir con las limitaciones indicadas en este artículo.***

C 13.6.1.1. La razón fundamental para la limitación establecida en este artículo, ***es la magnitud de los momentos negativos en el apoyo interior en una estructura que tenga sólo dos tramos continuos***. Las reglas establecidas para el Método de Diseño Directo, suponen implícitamente que el sistema de losas no tiene la rotación restringida ni es discontinuo, en la primera sección interior de momento negativo.

C 13.6.1.2. Si la relación entre las luces (luz mayor/luz menor) de una losa excede de 2, l***a losa resistirá el momento principalmente según la luz menor, como en una losa que trabaja en una sola dirección***.

C 13.6.1.3. ***Esta limitación se relaciona con la posibilidad de que existan momentos negativos en puntos que se encuentran más alejados del adoptado para terminar la armadura de momentos negativos***, de acuerdo con lo especificado en la Figura 13.3.8.

C 13.6.1.4. Las columnas se pueden apartar, dentro de ciertos límites especificados, de una cuadrícula rectangular. Como ***límite superior para este apartamiento, se establece una falta de alineamiento acumulativa total de un 20 % de la longitud del vano.***

C 13.6.1.5. ***El Método de Diseño Directo tiene su fundamento en ensayos realizados con cargas gravitatorias uniformes y en las reacciones resultantes en las columnas, determinadas por la estática*** (ver la referencia 13.16.). Las cargas laterales (de viento, sísmicas, etc.) requieren un análisis del sistema como pórtico. Las losas de fundación que

trabajan en forma invertida, diseñadas como losas que trabajan en dos direcciones (ver el artículo 15.10.), implican la aplicación de cargas conocidas por medio de las columnas. Por lo tanto, aún suponiendo que la reacción del suelo es uniforme, se requiere un análisis del ***sistema como pórtico***.

En la edición de 1995 del Código ACI-318, el límite de aplicabilidad del Método de Diseño Directo respecto a la ***relación entre sobrecarga y carga permanente, se redujo de 3 a 2.*** En la mayoría de los ***sistemas de losas, la relación entre la sobrecarga y la carga permanente resulta menor que 2, por lo que no suele ser necesario obtener envolventes para diferentes distribuciones de carga***.

C 13.6.1.6. A menos que se cumplan los requisitos establecidos para las rigideces, la distribución elástica de los momentos, se apartará significativamente de la prevista por el Método de Diseño Directo.

C 13.6.1.7. La redistribución de momentos permitida por el artículo 8.4. ***no se debe aplicar cuando se utilizan los valores aproximados para los momentos de flexión***, calculados con el Método de Diseño Directo. Sólo se permite una modificación del ***10 %,*** de acuerdo con el artículo 13.6.7.

C 13.6.1.8. El Proyectista o Diseñador Estructural puede usar el Método de Diseño Directo, aún cuando la estructura no cumpla con las limitaciones dadas en este artículo, ***siempre que se pueda demostrar, por medio del análisis, que la limitación particular no se aplica a esa estructura***. Por ejemplo, en el caso de un sistema de losa que soporta una carga inmóvil (por ejemplo, un depósito de agua, en el cual se espera que la carga sobre todas las losas sea la misma), el Proyectista o Diseñador Estructural no necesita cumplir con las limitaciones establecidas para la sobrecarga en el artículo 13.6.1.5.

C 13.6.2. Momento isostático mayorado total para un tramo

C 13.6.2.2. La expresión (13-4) se desprende directamente de la deducción de Nichol (ver la referencia 13.17.) con la suposición simplificada de que las ***reacciones están concentradas a lo largo de las caras del apoyo perpendicular al tramo considerado***. En general, al Proyectista o Diseñador Estructural le resultará conveniente calcular los momentos isostáticos para dos mitades de losas adyacentes, lo cual incluye una faja de columnas con media faja intermedia a cada lado.

C 13.6.2.5. Si un elemento de apoyo no tiene sección transversal rectangular o si los lados del rectángulo que constituyen sus caras, no son paralelos a los tramos, dicho elemento se tratará como un apoyo cuadrado que tenga la misma área, (ver la Figura 13.6.2.5.).

C 13.6.3. Momentos mayorados negativos y positivos

C 13.6.3.3. Los ***coeficientes de momento para un tramo extremo, se calculan a partir de las expresiones para la rigidez de la columna equivalente***, obtenidas de las referencias 13.18., 13.19. y 13.20. Los coeficientes para un borde no restringido (articulado), se deberían utilizar, por ejemplo, cuando la losa estuviera simplemente apoyada sobre un tabique o muro de mampostería o tabique de hormigón. Los coeficientes correspondientes a un borde restringido (empotrado) serían aplicables cuando la losa se construyera monolíticamente con un tabique de hormigón que tuviera una rigidez a la flexión tan grande, comparada con la de la losa, que asegurase una muy pequeña rotación en la sección de vinculación entre losa y tabique.

Para bordes que no se encuentren total o parcialmente empotrados , los coeficientes de la Tabla 13.6.3.3. se han establecido de manera que se encuentren cerca del límite superior del rango correspondiente a los momentos positivos y a los momentos negativos interiores. En consecuencia, los momentos negativos exteriores usualmente resultan más cercanos al límite inferior. La capacidad para momentos negativos en los tramos exteriores, en la mayoría de los sistemas de losas, ***estará regida por la armadura mínima necesaria para controlar la fisuración***. Los coeficientes finales establecidos, se han ajustado de manera que la ***suma absoluta de los momentos positivos y los momentos negativos promedio sea igual a*** M_0.

Para sistemas de losas que trabajan en dos direcciones, con vigas entre los apoyos en todos los lados (losas cruzadas convencionales), se deben aplicar los coeficientes de momento de la columna (2). Para sistemas de losas sin vigas entre los apoyos interiores (losas sin vigas), se deben aplicar los coeficientes de momento de las columnas (3) ó (4), sin viga de borde (perimetral) o con ella, respectivamente, según corresponda.

En la edición de 1977 del ACI-318, se establecían factores de distribución en función de la relación de rigidez del apoyo exterior equivalente, para distribuir el momento isostático total mayorado M_0 en los tramos extremos. Se puede utilizar este criterio, en lugar de los valores dados en el artículo 13.6.3.3.

C 13.6.3.4. En el diseño del elemento de apoyo, se debe considerar ***la diferencia de momentos en la losa a cada lado de la columna u otro tipo de apoyo***. Si se hace un análisis para distribuir los momentos no balanceados, la rigidez a la flexión se puede calcular considerando la sección total de hormigón de los elementos involucrados.

C 13.6.3.5. Los ***momentos perpendiculares a la estructura de la losa y en el borde de ésta,*** se deben transmitir a las columnas o tabiques de apoyo. Se investigarán también los esfuerzos de torsión provocados por el momento asignado a la losa.

C 13.6.4, C 13.6.5 y **C 13.6.6. Momentos mayorados en las fajas de columna, vigas y fajas intermedias**

Las reglas suministradas para asignar ***momentos a las fajas de columnas, vigas y fajas intermedias***, surgen de estudios en losas linealmente elásticas, con diferentes rigideces en las vigas (ver la referencia 13.21.), calibradas por coeficientes de momento que han demostrado su adecuación a través de la experiencia previa exitosa.

Para establecer los momentos en la mitad de la faja de columna adyacente a un borde apoyado en un tabique, se puede suponer que ℓ_n, en la expresión (13-4), es igual a ℓ_n del tramo entre columnas, paralelo adyacente, y el tabique se puede considerar como una viga que tiene un momento de inercia I_b igual a infinito.

C 13.6.4.2. ***El propósito del parámetro*** β_t ***de rigidez a la torsión, es asignar todo el momento negativo exterior mayorado a la faja de columna y nada a la faja intermedia***, a menos que la rigidez a la torsión de la viga, en relación con la rigidez a la flexión de la losa apoyada, sea elevada. En la definición de β_t, el módulo de corte se ha adoptado como $E_{cb}/2$.

Cuando se utilicen ***tabiques como apoyos a lo largo de los ejes de las columnas***, los mismos se podrán considerar como vigas muy rígidas con un valor de $\alpha_{f1}\ \ell_2 / \ell_1$ **> 1**.

Cuando el apoyo exterior consista en un ***tabique*** perpendicular a la dirección en la que se determinen los momentos, β_t se puede considerar ***igual a cero (β_t =0)***, si el tabique es de albañilería sin resistencia a la torsión, y β_t se puede considerar como ***2,5*** para un ***tabique de hormigón con alta resistencia a la torsión, ejecutado monolíticamente con la losa***.

C 13.6.5. Momentos mayorados en las vigas

Las ***cargas asignadas directamente a las vigas***, se deben adicionar a ***la carga permanente uniforme de la losa***; a las ***cargas permanentes uniformes sobreimpuestas*** de la misma, tales como cielorraso, contrapiso, piso o cargas equivalentes a los tabiques que pudieran existir, así como a las ***sobrecargas uniformemente distribuidas***; todas las cuales normalmente están incluidas en el valor de q_u, en la expresión (13-4). Las ***cargas aplicadas directamente a las vigas***, incluyen a las ***cargas lineales*** provenientes de ***tabiques divisorios*** sobre (o a lo largo de) los ejes de las vigas; las ***cargas concentradas***, como los pilares dispuestos sobre las vigas, o ***cargas suspendidas*** directamente desde ellas; más las ***cargas permanentes*** (lineales) adicionales de las que sobresalen del espesor de la losa para configurar la viga. Con el propósito de asignar las cargas aplicadas directamente a las vigas, ***sólo se deben considerar las que están situadas dentro del ancho del alma de la viga***. (El ancho efectivo de la viga se define en el artículo 13.2.4. y sólo se debe utilizar para calcular la ***resistencia y la rigidez relativa***). Las ***cargas lineales*** y ***las cargas concentradas*** que actúan sobre la losa, en puntos alejados del alma de la viga, requieren una consideración especial a los efectos de determinar su distribución entre la losa y las vigas.

C 13.6.8. Esfuerzo de corte mayorado en los sistemas de losas con vigas

En la Figura 13.6.8, se ha sombreado ***el área tributaria a utilizar para calcular el corte en una viga interior. Si la rigidez de la viga ($\alpha_{f1}\ \ell_2 / \ell_1$) < 1, el corte en la viga se puede obtener por interpolación lineal***. Para estos casos, de vigas de rigidez reducida, las vigas aporticadas con las columnas, no tomarán todo el esfuerzo de corte aplicado a la columna. La parte restante del esfuerzo producirá un esfuerzo de corte en la losa, alrededor de la columna, que se debe verificar de la misma forma que para losas sin vigas, como se establece en el artículo 13.6.8.4. Los artículos 13.6.8.1. a 13.6.8.3. inclusive, no se aplican al cálculo de los momentos torsores en las vigas. Estos momentos se deben calcular a partir de los momentos flexores que actúan a los costados de la viga.

C 13.6.9. Momentos mayorados en las columnas y en los tabiques

La expresión (13-7) se refiere a dos tramos adyacentes, uno de los cuales es mayor que el otro, con la ***carga permanente completa más la mitad de la sobrecarga actuando en el tramo mayor, y únicamente la carga permanente actuando en el tramo menor***.

El diseño y detallado de la armadura para transferir el momento desde la losa a la columna de borde es crítico, tanto para el comportamiento en servicio como para la seguridad de las losas sin vigas o losas sin viga de borde o para losas en voladizo. Es importante que los planos de diseño muestren en forma completa los detalles del proyecto como, por ejemplo, la concentración de armadura sobre la columna donde se tendrá una separación menor por la presencia de armadura adicional.

C 13.7. MÉTODO DEL PÓRTICO EQUIVALENTE

El Método del Pórtico Equivalente implica la representación del sistema tridimensional de losa mediante una serie de pórticos bidimensionales, que se analizan para las cargas que actúan en su plano. Los momentos negativos y positivos así determinados, en las secciones críticas de diseño del pórtico, se distribuyen a las secciones de la losa, de acuerdo con los artículos 13.6.4., 13.6.5. y 13.6.6. El Método del Pórtico Equivalente está sustentado en los estudios descriptos en las referencias 13.18., 13.19. y 13.20. Muchos de los detalles sobre el Método del Pórtico Equivalente, que se incluyeron en la edición 1989 de los Comentarios al ACI-318, han sido suprimidos en las ediciones posteriores a 1995. Es posible encontrar varios sistemas computacionales para resolver sistemas de losas con el Método del Pórtico Equivalente. Incluso, la mayoría de los textos de diseño de estructuras de hormigón armado incluyen detalles sobre el Método del Pórtico Equivalente.

C 13.7.2. Definición del Método

La aplicación del Método del Pórtico Equivalente al caso de una estructura regular, se ilustra en la Figura 13.7.2. El sistema tridimensional se divide en una serie de pórticos planos (pórticos equivalentes), centrados en los ejes de las columnas o de los apoyos, con cada pórtico abarcando la altura total de la estructura. El ancho de cada Pórtico Equivalente, está limitado por los ejes centrales de los paños de losas adyacentes. El análisis completo del sistema de losas de un edificio se realiza entonces, considerando una serie de Pórticos Equivalentes (interiores y exteriores) que se extienden en la dirección longitud y transversal de la estructura.

Cada Pórtico Equivalente consta de tres partes:

1) La fanja de losa horizontal, que incluye cualquier viga que se extienda en la dirección del pórtico,

2) Las columnas u otros elementos verticales de apoyo, que se extiendan por arriba y por debajo de la losa; y

3) Los elementos de la estructura que permiten una transferencia de momentos entre los elementos horizontales y los verticales.

C 13.7.3. Sistema losa-viga

C 13.7.3.3. A los fines de este artículo un apoyo se define como una columna, capitel, cartela o tabique, mientras que una ***viga no está considerada como elemento de apoyo para el pórtico equivalente***.

C 13.7.4. Columnas

La rigidez de las columnas se calcula considerando su longitud desde el plano medio de la losa superior hasta el plano medio de la losa inferior. El momento de inercia de la columna se calcula considerando su sección transversal, considerando el incremento de la rigidez proporcionado por el capitel, si lo hubiera.

Cuando se realice un ***análisis de los sistemas losa-viga en forma aislada del pórtico completo***, bajo la acción de cargas gravitatorias, se utilizará el concepto de ***columna equivalente***, que combina la rigidez del sistema losa-viga y el elemento torsional, en un único elemento compuesto. La flexibilidad de la columna se modificará para considerar la flexibilidad torsional de la ***unión losa-columna***, lo cual reducirá su eficiencia para la transmisión de momentos. La columna equivalente se debe configurar como una columna real que se extiende por arriba y por debajo del sistema losa-viga, más los elementos torsionales "agregados" a cada lado de la columna y que se extienden hasta el eje del paño adyacente, como se ilustra en la Figura 13.7.4.

C 13.7.5. Elementos torsionales

El cálculo de la rigidez de los elementos torsionales se fundamenta en varias hipótesis simplificativas. Si no existen vigas que formen pórtico con la columna, se supondrá, ***como viga efectiva***, una fracción de la losa igual al ancho de la columna o capitel. Si existen vigas que lleguen a la columna, se asumirá un comportamiento de viga T o viga L, con alas que se prolongan a cada lado de la viga una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba, o hacia abajo, de la losa, pero no mayor de cuatro veces el espesor de la losa. Además, se supondrá que no se produce ninguna rotación por efecto de la torsión en la viga, en el ancho abarcado por el apoyo.

Las secciones de los elementos a ser utilizadas para calcular la rigidez torsional se definen en el artículo 13.7.5.1. En la edición de 1989 del Código ACI-318, la expresión (13-6) especificaba el coeficiente de rigidez K_t de los elementos torsionales. En ediciones posteriores, la expresión para el cálculo aproximado de K_t se ha trasladado a los comentarios, y la expresión para la constante torsional (que estaba en la expresión (13-7), en la edición de 1989), está ahora definida en la Simbología del artículo 13.0.

Estudios realizados con análisis tridimensionales de diversas configuraciones de losas, permiten concluir que se puede obtener un valor razonable de la rigidez a la torsión, suponiendo una distribución de momento a lo largo del elemento solicitado a torsión, que varía linealmente desde un máximo en el centro de la columna, hasta cero a en la mitad de la losa. La distribución supuesta del momento unitario de torsión a lo largo de la línea de eje de columna se ilustra en la Figura 13.7.5.

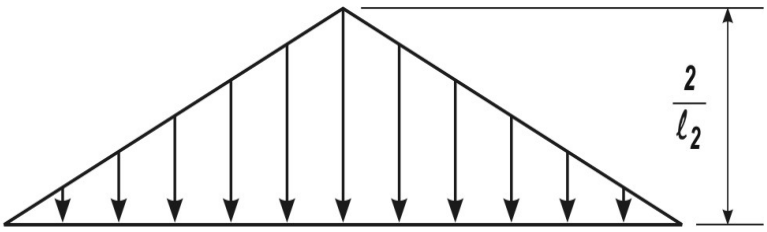


Figura C 13.7.5. Distribución de momentos torsores a lo largo del eje A-A de la Figura 13.7.4.

Una expresión aproximada para la ***rigidez del elemento torsional***, basada en lo resultados de análisis tridimensionales de varias configuraciones de losas (Ver las referencias 13.18., 13.19. y 13.20.) es:

$$K_t = \sum \frac{9 E_{cs} C}{\ell_2 \left(1 - \frac{c_2}{\ell_2}\right)^3}$$

En el artículo 13.0 se especifica la expresión para determinar el valor de ***C*** .

C 13.7.6. Ubicación de la sobrecarga

El criterio de considerar únicamente tres cuartas partes de la sobrecarga mayorada total para la combinación de carga que produce el momento máximo, se basa en el hecho de que los momentos máximos positivos y negativos, debidos a la sobrecarga, no pueden ocurrir simultáneamente y que se puede producir esta redistribución de los momentos máximos, antes que se alcance la falla. Este procedimiento permite, en efecto, algunas sobre tensiones localizadas bajo la acción de la sobrecarga mayorada total, cuando ésta se distribuye en la forma prescrita; pero aún así, permite asegurar que la ***capacidad última del sistema de losas, después de la redistribución de momentos, no es menor que la requerida para soportar las sobrecargas y las cargas permanentes, mayoradas, en todas las losas***.

C 13.7.7. Momentos mayorados

C 13.7.7.1. – C 13.7.7.3. Estos artículos permiten ajustar los momentos negativos mayorados en las caras de los apoyos. Este ajuste se modifica en los apoyos exteriores, para limitar las reducciones en el momento negativo exterior. La Figura 13.6.2.5 ilustra varios casos de apoyos rectangulares equivalentes, como ejemplo de los que se pueden utilizar para definir las caras de los apoyos cuando se diseñan losas con apoyos no rectangulares.

C 13.7.7.4. Las ediciones previas del código ACI-318 incluían este artículo, que se fundamenta en el principio de que, si se prescriben dos métodos diferentes para obtener una respuesta en particular, ***el código no debe requerir un valor mayor que el menor valor aceptable***. Debido a la experiencia, extensa y satisfactoria, obtenida con los diseños realizados con los momentos isostáticos mayorados, que no exceden de los proporcionados por la expresión (13-4), se considera que estos valores son satisfactorios para el diseño, cuando se cumplen las limitaciones aplicables.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 14. TABIQUES

C 14.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

C 14.1. CAMPO DE VALIDEZ

El Capítulo 14 de este Reglamento se aplica generalmente a ***tabiques portantes*** o sea a elementos que soportan cargas verticales. En cambio los ***tabiques o muros de contención en voladizo*** se diseñan de acuerdo con las disposiciones de diseño por flexión establecidas en el ***Capítulo 10***.

Los tabiques diseñados para resistir esfuerzos de corte, como los tabiques de corte, se deben diseñar de acuerdo con el Capítulo 14 y el artículo 11.10. según sea aplicable.

C 14.2. REQUISITOS GENERALES

Los tabiques se deben diseñar para resistir todas ***las cargas a las que pudieran estar sometidos, incluyendo cargas axiales excéntricas y fuerzas horizontales***.

El diseño se debe realizar de acuerdo con el artículo 14.4., a menos que el tabique verifique las exigencias del artículo 14.5.1.

C 14.3. ARMADURA MÍNIMA

Los requisitos del artículo 14.3 de este Reglamento son similares a aquellos que existían en versiones anteriores del Código ACI 318, y se aplican a aquellos tabiques diseñados de acuerdo con los artículos 14.4., 14.5. ó 14.8.

Para ***tabiques que soportan fuerzas horizontales de corte en su plano***, el diseño de la armadura, de acuerdo con los artículos 11.10.9.2. y 11.10.9.4. puede exceder el valor de la armadura mínima especificada en el artículo 14.3.

La simbología utilizada para identificar la dirección de la armadura de corte distribuida en los tabiques, se actualizó en la edición 2005 del Código ACI, con el fin de eliminar conflictos entre la simbología utilizada en los Capítulos 11 y 14 para los tabiques estructurales habituales y la simbología utilizada en el Capítulo 21 del Código para los tabiques estructurales sismorresistentes (cabe aclarar que ese Capítulo 21 no ha sido adoptado por el CIRSOC, dado que el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte II-2005*** desarrolla en forma completa este tipo de estructuras).

En esta edición 2005, la armadura distribuida se identifica en función de su ***orientación paralela*** ya sea al eje vertical u horizontal del tabique.

De esta forma, para segmentos verticales de tabique, la simbología utilizada para describir la ***cuantía de armadura horizontal distribuida*** será ρ_t , y la simbología utilizada para describir la ***cuantía de armadura vertical distribuida*** sera ρ_ℓ.

C 14.5. MÉTODO DE DISEÑO EMPÍRICO

El método de diseño empírico se aplica únicamente a los tabiques con sección transversal rectangular llena. ***Todos los tabiques con otras formas de sección transversal*** se deben diseñar de acuerdo con el artículo 14.4.

Para determinar la excentricidad total ***e*** de la carga axial mayorada P_u , se deben considerar tanto las cargas excéntricas como las horizontales.

El método de diseño empírico se puede utilizar cuando la carga resultante de considerar todas las cargas aplicables, se ubica dentro del tercio medio del espesor del tabique (excentricidad $e \leq \frac{h}{6}$) en todas las secciones a lo largo de la longitud del tabique no deformado.

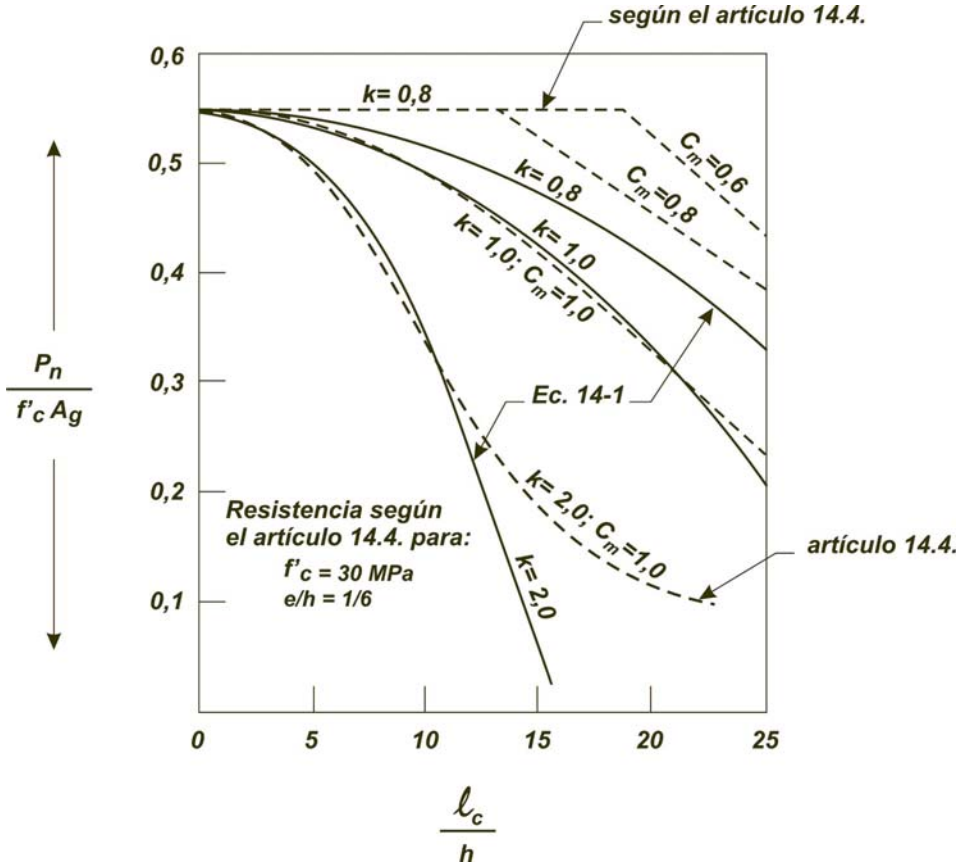


Figura C 14.5. Comparación entre el diseño empírico de tabiques según la expresión (14-1) y la propuesta del artículo 14.4 (tabiques diseñados como elementos en compresión).

El dimensionamiento se realizará considerando a P_u como una carga centrada. La carga axial mayorada P_u debe ser igual o menor que la resistencia axial de ***diseño*** ϕP_n obtenida a partir de la expresión (14-1); o sea $P_u \leq \phi P_n$.

La expresión utilizada para determinar la resistencia de tabiques se fundamenta en la suposición de un tabique con sus extremos superior e inferior fijos frente a desplazamientos horizontales y con empotramiento en un extremo, correspondiente a un factor de longitud efectiva ***k*** entre ***0,8*** y ***0,9***.

Los valores de resistencia a cargas axiales, determinados a partir de la expresión original, no resultaron conservadores en comparación con los resultados obtenidos en los ensayos descriptos en la referencia 14.1. para tabiques articulados en ambos extremos, como ocurre en algunas aplicaciones, prefabricación, o tabiques izados, o cuando la parte superior del tabique no esté arriostrada de manera efectiva para evitar el desplazamiento, como ocurre con tabiques libres o en grandes estructuras donde pueden ocurrir deformaciones importantes de los diafragmas de cubierta debidas a la acción del viento o del sismo.

En la referencia 14.2. se dan valores del factor de ***longitud efectiva***, ***k***, para condiciones de borde habituales en los tabiques.

La condición de ***extremo empotrado*** para un factor ***k = 0,8*** implica la fijación del tabique a un elemento con una rigidez a la flexión EI/ℓ, que debe ser como mínimo igual a la del tabique.

El término correspondiente a la esbeltez, en la expresión (14-1) da como resultado resistencias comparables con las obtenidas por aplicación del artículo 14.3. ó el 14.4., para elementos cargados en el tercio medio del espesor con diferentes condiciones de borde y de arriostramiento intermedio. Ver la Figura C 14.5.

C 14.5.3. Espesor mínimo de tabiques diseñados por el método empírico

Los requerimientos de espesor mínimo no necesitan aplicarse a tabiques diseñados de acuerdo al artículo 14.4.

C 14.8. DISEÑO ALTERNATIVO PARA TABIQUES ESBELTOS

El artículo 14.8. está fundamentado en la referencia 14.3. y en investigaciones experimentales descriptas en la referencia 14.4.

El procedimiento descripto en este artículo se presenta como una alternativa a las especificaciones dadas en el artículo 10.10. para el cálculo transversal de tabiques constituidos por paneles prefabricados, que están restringidos contra el volcamiento en su parte superior.

El procedimiento, tal como se describe en la referencia 14.3. ha sido adaptado desde un cálculo clásico al método de diseño límite.

Los ***paneles que tienen ventanas u otras aberturas de gran tamaño*** se consideran como paneles que no tienen una sección transversal constante en toda su altura, de manera tal que se deben diseñar considerando los efectos de tales aberturas.

En las referencias 14.5. y 14.6. se tratan varios aspectos relativos al diseño de tabiques y edificios construidos con el sistema de tabiques izados, tipo tilt-up.

C 14.8.2.3. Este artículo se ha actualizado en el Código ACI 318-2005 con el fin de reflejar el cambio del enfoque de diseño que se introdujo en el artículo 10.3. del Código ACI 318-2002. El requisito anterior, que especificaba que la cuantía de armadura ρ debía ser igual o menor que $0{,}6\ \rho_b$, fue reemplazado por el requisito que establece que ***el tabique debe ser controlado por tracción***, con lo cual se obtiene aproximadamente la misma cuantía de armadura.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 15.

ZAPATAS Y CABEZALES DE PILOTES

C 15.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

C 15.1. CAMPO DE VALIDEZ

Si bien las disposiciones del Capítulo 15 se aplican a ***zapatas de fundación aisladas*** en las que se apoyan columnas o tabiques aislados, la mayoría de los conceptos también se pueden aplicar, en general, a cabezales aislados, y a zapatas combinadas y a plateas de fundación que soporten varias columnas o tabiques, o a una combinación de ambas. (ver las referencias 15.1. y 15.2.).

Cuando se opte por suponer una distribución lineal de tensiones en el terreno (para zapatas aisladas o combinadas, y losas de fundación), o esfuerzos de distribución lineal en los pilotes (para cabezales), la altura de las zapatas y cabezales se debe adoptar de manera tal que se asegure su comportamiento como cuerpo rígido. Por el contrario, en el caso de zapatas, plateas o cabezales flexibles, la distribución de tensiones en el terreno o de esfuerzos en los pilotes se debe determinar mediante un análisis que tenga en cuenta la interacción entre el elemento de fundación y el terreno. En el caso particular de superestructuras muy rígidas se debe considerar la interacción superestructura-fundación-terreno para la determinación de dichas tensiones en el terreno o esfuerzos en los pilotes.

C 15.2. CARGAS Y REACCIONES

Una vez que se ha determinado la presión admisible del suelo o la capacidad de carga admisible del pilote mediante los principios de la mecánica de suelos, y de acuerdo con los reglamentos aplicables, se debe establecer el tamaño del área de la base de la zapata sobre el suelo, o el número y distribución de los pilotes, a partir de las ***cargas no mayoradas*** (de servicio) como ***D, L, W, E***, etc., para ***cualquier combinación de cargas*** que resulte determinante para el diseño.

Las zapatas y los cabezales se deben diseñar para soportar las ***cargas mayoradas aplicadas*** y las ***reacciones inducidas***, incluyendo cargas axiales, momentos y cortes que deben ser soportados por la base de la zapata o por el cabezal.

Este Reglamento establece que se ***deben transmitir a la zapata*** únicamente los momentos extremos determinados en la base de la columna (o pedestal); ***no es necesario considerar***, en la transmisión de fuerzas y momentos a las zapatas y cabezales, el requisito mínimo de ***excentricidad*** por consideraciones de esbeltez indicado en el artículo 10.12.3.2.

En aquellos casos en que se tengan que considerar cargas excéntricas o momentos, los valores de la ***máxima presión en el suelo***, o de la ***máxima reacción en los pilotes***, deben ***quedar comprendidos dentro de valores admisibles***. De igual modo, las reacciones resultantes debidas a la combinación de cargas de servicio con los momentos y/o cortes provocados por las cargas de viento o sismo, no deben exceder los valores incrementados que pudieran ser permitidos por los Reglamentos u otros documentos específicos de aplicación.

Para dimensionar una ***zapata o un cabezal de pilotes por resistencia***, se debe determinar la presión de contacto del suelo o la reacción del pilote debida a las cargas ***mayoradas aplicadas*** (ver el artículo 8.1.1.) En el caso de una zapata aislada, cargada céntricamente, la ***reacción del suelo*** q_s debida a las cargas mayoradas se determina mediante la siguiente expresión:

$$q_s = \frac{U}{A_f}$$

siendo:

U la ***carga centrada mayorada*** que debe ser soportada por la zapata,

A_f el ***área de la base de la zapata***, determinada mediante los principios indicados en el artículo 15.2.2., utilizando las ***cargas no mayoradas*** y la ***presión admisible del suelo***.

Se hace notar que q_s es tan sólo una reacción calculada para la carga mayorada, que se utiliza para producir en la zapata, o en el cabezal, las mismas condiciones requeridas de resistencia, (en lo que respecta a flexión, corte y longitud de anclaje de la armadura), que en cualquier otro elemento estructural.

En el caso de ***cargas excéntricas***, los factores de carga pueden causar excentricidades y reacciones diferentes de las obtenidas con las cargas no mayoradas.

C 15.4. MOMENTOS EN ZAPATAS Y CABEZALES

C 15.4.4. La armadura en la dirección menor de ***zapatas rectangulares*** se debe distribuir de manera de colocar el área de acero dada por la expresión (15-1) en una faja cuyo ***ancho*** sea ***igual*** a la ***longitud del lado menor de la zapata***. Dicha faja debe ser centrada respecto del eje de la columna. La armadura restante, exigida en la dirección menor, se debe distribuir equitativamente sobre los dos segmentos fuera del ancho de dicha faja central, una mitad en cada segmento.

La ***distribución de armaduras*** indicada en el artículo 15.4.4. ***no es adecuada*** para el caso de ***cabezales***, en los que la armadura se debe concentrar en coincidencia con la ubicación de las fajas en las que se encuentran los pilotes.

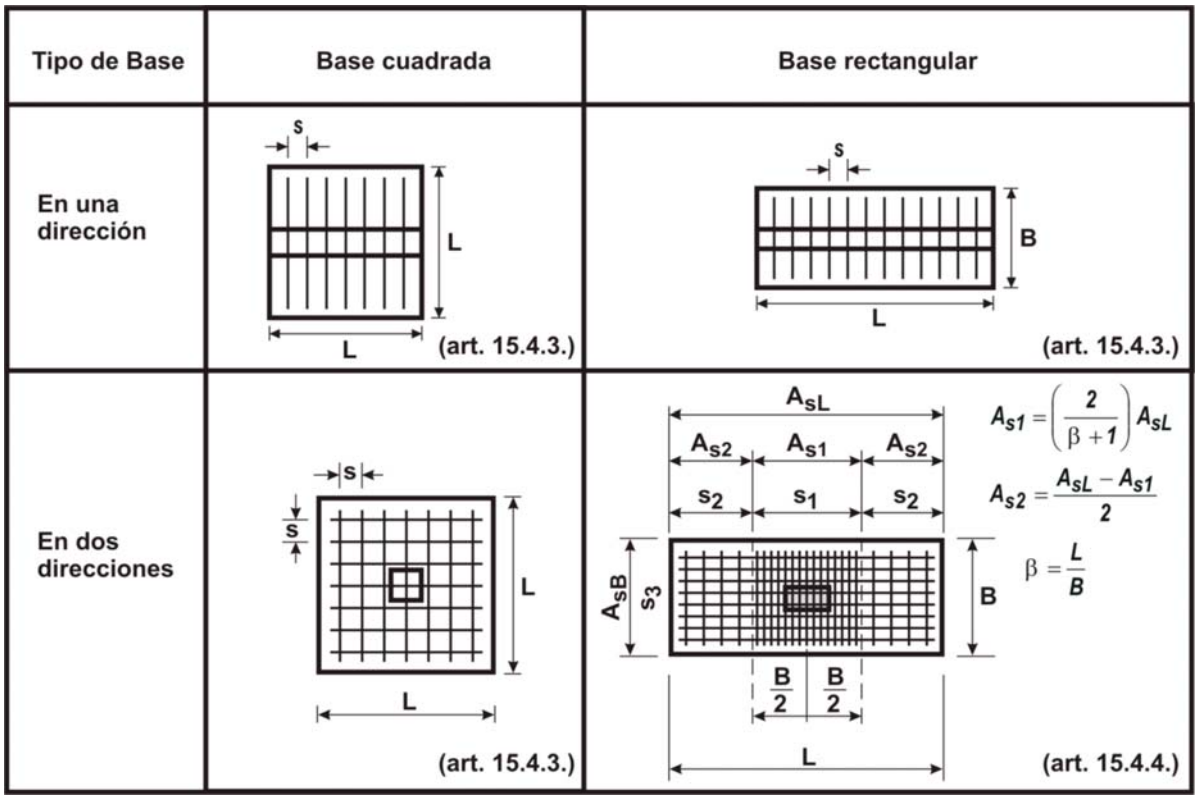


Figura C 15.4. Distribución de la armadura para flexión.

C 15.5. ESFUERZO DE CORTE EN ZAPATAS Y CABEZALES

C 15.5.1. y **C 15.5.2.** La resistencia al corte de las zapatas y cabezales se debe determinar para la más exigente de las condiciones establecidas en los artículos 11.12.1.1. ó 11.12.1.2. La ubicación de la ***sección crítica*** para el corte se determina a partir de la cara del elemento soportado (columna, tabique, pedestal o muro), salvo para el caso de elementos apoyados sobre placas base de acero.

La determinación del corte exige que la ***presión de apoyo del terreno*** q_s ,se obtenga a partir de las cargas mayoradas y que el diseño se desarrolle de acuerdo con las expresiones apropiadas del Capítulo 11.

Cuando resulte necesario, se puede investigar, de acuerdo con el artículo 11.12.1.2., el corte alrededor de los pilotes individuales. Si en la determinación del corte los perímetros se superponen, el ***perímetro crítico modificado*** b_o se debe determinar como aquella fracción de la envolvente más pequeña de los perímetros para corte individuales, que en realidad resistirá el ***corte crítico*** para el grupo considerado. En la figura C 15.5. se ilustra una situación como la descripta.

C 15.5.3. Los ***cabezales escalonados,*** por estar apoyados sobre pilotes con distinto nivel superior se pueden diseñar utilizando modelos de bielas tridimensionales que verifiquen las condiciones del Apéndice A. (Ver la referencia 15.3.). La resistencia efectiva a la compresión del hormigón debe ser la indicada en el artículo A.3.2.2.b) ya que en los cabezales de pilotes generalmente no resulta factible proveer armadura de confinamiento que verifique los artículos A.3.3.1. y A.3.3.2.

C 15.5.4. Cuando los ***pilotes*** estén ubicados dentro de las ***secciones críticas,*** a una distancia ***d*** ó ***d/2*** a partir del borde de la columna, para la determinación del corte en una o dos direcciones respectivamente, se debe considerar un límite superior para la resistencia al corte en la sección adyacente a la cara de la columna. La referencia 15.4. ofrece una guía para esta situación.

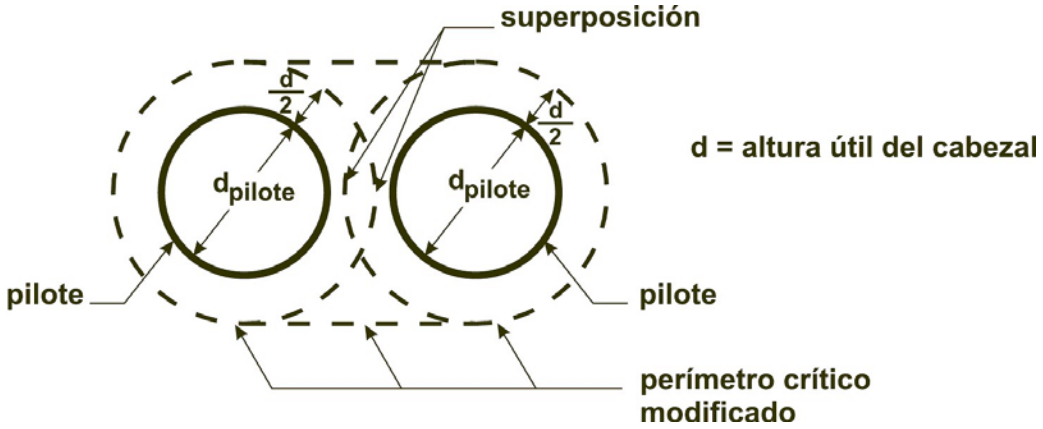


Figura C 15.5. Perímetro crítico para corte modificado cuando hay superposición.

C 15.8. TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS EN LA BASE DE COLUMNAS, TABIQUES, O PEDESTALES ARMADOS

En el artículo 15.8. se establecen los requisitos específicos para la transmisión de los esfuerzos desde una columna, tabique o pedestal (elemento apoyado) hacia un zapata, cabezal o pedestal (elemento de apoyo). La transmisión de los esfuerzos se debe efectuar mediante apoyo sobre el hormigón (sólo para fuerzas de compresión) y mediante armadura (para fuerzas de tracción o de compresión). La armadura puede estar constituida por barras de armadura en espera, pernos de anclaje o conectores mecánicos adecuados.

Las condiciones establecidas en el artículo 15.8.1. se aplican tanto a ***la construcción "in situ" como a la construcción con elementos prefabricados***. En el artículo 15.8.2. se establecen condiciones adicionales para la ***construcción "in situ".*** En el artículo 15.8.3. se establecen condiciones adicionales para la ***construcción con elementos prefabricados***.

C 15.8.1.1. Las tensiones de compresión se pueden transmitir a la zapata, cabezal o pedestal de apoyo por medio del aplastamiento en el hormigón. Para el diseño por resistencia, las ***presiones admisibles de apoyo***, en el área realmente cargada, serán

iguales a ***0,85 ϕ f'$_c$*** , cuando el área realmente cargada sea igual al área sobre la cual se apoya.

En el caso general en que una columna se apoye en una zapata o cabezal de ***área mayor que la columna***, se ***debe verificar la resistencia al aplastamiento*** en la base de la columna y en la parte superior de la zapata o cabezal. Se debe verificar la resistencia en la sección inferior de la columna, puesto que la armadura de la columna no se puede considerar efectiva cerca de la base de la columna, dado que la fuerza en la armadura no se transmite hasta una cierta distancia sobre la base, a no ser que se dispongan barras de empalme o que la armadura de la columna se prolongue dentro de la zapata.

La tensión de aplastamiento admitida para la columna normalmente es ***0,85 ϕ f'$_c$*** . La tensión admisible de apoyo en la zapata o cabezal se puede incrementar de acuerdo con el artículo 10.17. y será en la mayoría de los casos **2 veces *0,85 ϕ f'$_c$*** (siendo ***ϕ = 0,70***). La fuerza de compresión, que supere a aquella desarrollada por la resistencia admisible del hormigón de la base de la columna, o de la parte superior de la zapata o cabezal, ***debe ser absorbida*** mediante barras de empalme en espera o barras longitudinales de la columna prolongadas en la fundación.

C 15.8.1.2. Todas las ***fuerzas de tracción***, ya sean originadas por momentos, o cualquier otra razón, se debe transmitir a la zapata, cabezal o pedestal de apoyo, ***en forma total***, mediante armaduras o conectores mecánicos adecuados. Por lo general, los conectores mecánicos ***sólo se emplean*** en estructuras con elementos prefabricados.

C 15.8.1.3. Cuando los momentos calculados se transmiten de la columna a la zapata, por lo general el hormigón en la zona de compresión de la columna, estará sometido a tensiones de ***0,85 f'$_c$*** bajo la acción de cargas mayoradas y, como resultado de ello, toda la armadura debe ser prolongada (ó empalmada) dentro de la zapata o cabezal.

C 15.8.1.4. El ***método de corte por fricción*** que se expone en el artículo 11.7., se puede utilizar para verificar la transferencia de fuerzas horizontales a la zapata, cabezal o pedestal de apoyo. Las llaves de corte se pueden utilizar siempre que la armadura que cruce la junta (armadura pasante) satisfaga las especificaciones de los artículos 15.8.2.1., 15.8.3.1. y los requisitos de ***corte por fricción*** del artículo 11.7. En estructuras con elementos prefabricados, la resistencia a las fuerzas horizontales se puede proporcionar mediante corte por fricción, llaves de corte, o dispositivos mecánicos.

C 15.8.2.1. y **C 15.8.2.2.** Entre los elementos apoyados y los elementos de apoyo se exige una ***cantidad mínima de armadura pasante*** con el fin de asegurar un comportamiento dúctil. En este Reglamento no se exige que todas las barras de una columna se prolonguen y se anclen en la zapata o cabezal, sino que una cantidad de armadura con un área ***0,005 veces*** el área de la columna, o un área igual de barras en espera adecuadamente empalmadas, se debe prolongar dentro de la zapata o cabezal con un anclaje apropiado. Esta ***armadura se exige*** para proporcionar cierto grado de integridad estructural tanto durante la etapa de construcción como durante la vida útil de la estructura.

C 15.8.2.3. En este artículo están permitidos, en forma específica, los empalmes de barras con diámetro ***d_b = 40 mm*** solicitadas a compresión con barras de empalme en espera provenientes de las zapatas o cabezales, de diámetros ***$d_b \leq$ 32 mm***. La longitud de

empalme de dichas barras debe cumplir con el más exigente de los dos criterios que a continuación se exponen:

a) ser capaz de transmitir el esfuerzo a las barras de diámetro $d_b = 40$ ***mm***

b) transmitir completamente por empalme el esfuerzo de las barras en espera de diámetros $d_b \leq 32$ ***mm***

Esta disposición constituye ***una excepción*** al artículo 12.14.2.1., donde se prohíbe el empalme de barras de gran diámetro con $d_b = 40$ ***mm***. Esta excepción surge como resultado de muchos años de experiencia satisfactoria en Estados Unidos, empalmando barras de gran diámetro en columnas, con barras de menor diámetro en espera, en zapatas. La razón de la restricción para el tamaño de la barra de empalme, se debe al problema de la longitud de anclaje de las barras de gran diámetro, y está dirigido a admitir el uso de barras de empalme de tamaño reducido, con lo que probablemente se obtienen ahorros en la altura de las zapatas. En el artículo 12.16.2. se permite una excepción similar para empalmes de compresión entre barras de diámetros diferentes.

C 15.8.3.1. y **C 15.8.3.2.** En el artículo 15.8.2.1. se exige para columnas ejecutadas "in situ" un ***área mínima de armadura*** igual a $0{,}005\ A_g$ pasante a través de la superficie de contacto columna-zapata con el fin de proporcionar cierto grado de ***integridad estructural***. Para columnas prefabricadas, esta exigencia expresa en términos de una fuerza equivalente de tracción que debe ser transmitida a través de la junta, $A_s\ f_y = 1{,}5\ A_g$ (ver el artículo 16.5.1.3.a)). La ***resistencia mínima a la tracción*** requerida para uniones entre tabiques prefabricados y zapatas (ver el artículo 16.5.1.3. b)) es algo menor que la exigida para columnas, ya que cualquier sobrecarga se distribuiría lateralmente y una falla súbita sería menos probable. Dado que los valores de resistencia a la tracción establecidos en el artículo 16.5.1.3. se han elegido en forma arbitraria, no es necesario incluir un factor de reducción de resistencia ϕ en estos cálculos.

C 15.10. ZAPATAS COMBINADAS Y PLATEAS

C 15.10.1. Este Reglamento permite utilizar cualquier hipótesis razonable para la determinación de la distribución de presiones en el terreno o reacciones en los pilotes, siempre que las mismas estén de acuerdo con el tipo de estructura y con las propiedades del suelo y que cumplan con los principios establecidos en mecánica de suelos (ver el artículo 15.1.). De igual manera para zapatas aisladas (ver el artículo 15.2.2.) el ***área de la base*** o la ***disposición de los pilotes*** para ***zapatas combinadas y plateas*** se debe determinar utilizando las ***fuerzas sin mayorar*** y/o los ***momentos transmitidos por la zapata al suelo***, considerando las presiones admisibles del suelo, así como las reacciones de los pilotes.

Los métodos de diseño con cargas mayoradas y factores de reducción de resistencia ϕ se pueden aplicar a las zapatas combinadas y a las plateas, independientemente de la distribución de presiones en el suelo.

En la referencia 15.1. se dan recomendaciones detalladas para el diseño de zapatas combinadas y losas de fundación. (Ver también la referencia 15.2.).

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 16.

ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO

C 16.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

C 16.1. CAMPO DE VALIDEZ

C 16.1.1. Este Capítulo se aplica a las ***estructuras de hormigón prefabricado*** que se definen en el Anexo al Capítulo 1.

En el ***Capítulo 16*** se tratan aquellos aspectos que diferencian el diseño y la construcción de los elementos de hormigón prefabricado, de aquellos que se aplican a los elementos estructurales de hormigón in-situ. Por esta razón, en este Capítulo ***no se reiteran*** aquellas prescripciones contenidas en este Reglamento para los elementos estructurales de hormigón in-situ que también son de aplicación para los elementos prefabricados, metodología que se extiende a los temas tratados en el Capítulo 17 y en el Capítulo 18.

En las referencias 16.1. a 16.7. inclusive, se pueden consultar recomendaciones más detalladas con respecto al hormigón prefabricado. La construcción de hormigón conocida como tipo “tilt-up” corresponde a una forma de hormigón prefabricado que se considera en forma específica en la referencia 16.8.

C 16.2. REQUISITOS GENERALES

C 16.2.1. Las ***tensiones*** desarrolladas en los ***elementos prefabricados***, durante el período que transcurre entre el momento del hormigonado y la vinculación final de todos los elementos, pueden ser mayores que las tensiones determinadas para la carga de servicio.

Dado que los ***procedimientos de manipulación*** pueden ***causar deformaciones no deseables***, se debe prestar particular atención a los métodos adoptados para el almacenamiento, transporte y montaje de los elementos prefabricados, de manera tal que el comportamiento a nivel de las cargas de servicio y la resistencia para las cargas mayoradas cumpla con las especificaciones de este Reglamento.

C 16.2.2. ***El comportamiento estructural de los elementos prefabricados*** puede diferir en forma sustancial del comportamiento de los elementos similares hormigonados in-situ, razón por la cual se debe prestar especial atención al ***diseño de las uniones*** con el fin de minimizar los efectos de transmitir las fuerzas que se podrían originar por fluencia lenta,

contracción, variaciones de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, y la acción del viento y del sismo.

C 16.2.3. El ***diseño de los elementos prefabricados y de sus uniones*** es particularmente sensible tanto a las tolerancias en las dimensiones como a su ubicación en la estructura. Con el fin de evitar o prevenir malos entendidos, las tolerancias adoptadas en el diseño estructural deben ser especificadas en los documentos contractuales.

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 7.5. se consideran ***valores mínimos*** aceptables para las armaduras ubicadas en los elementos de hormigón prefabricado.

El Proyectista o Diseñador Estructural puede consultar las referencias 16.9., 16.10. y 16.11. como una guía para la adopción de valores de tolerancias aceptadas internacionalmente, hasta tanto el CIRSOC redacte el documento específico. La referencia 16.12. constituye también una guía adicional.

C 16.2.4. Las exigencias adicionales que plantee el proyecto o el diseño se pueden incluir tanto en los documentos contractuales como en los planos de obra, dependiendo de la asignación de responsabilidades en el proceso de diseño.

C 16.3. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS ENTRE LOS ELEMENTOS

C 16.3.1. Las ***cargas concentradas lineales*** pueden ser distribuidas entre los elementos siempre que tengan la suficiente rigidez torsional, y que el corte pueda ser transmitido a través de las juntas. Los ***elementos torsionalmente rígidos***, como losas huecas o losas macizas tienen propiedades de distribución de cargas más favorables que los elementos torsionalmente flexibles como las dobles T con alas delgadas. ***La distribución real de la carga*** depende de muchos factores, los que se exponen en detalle en las referencias 16.13. a 16.19. inclusive. La presencia de grandes aberturas puede provocar cambios significativos en la distribución de los esfuerzos.

C 16.3.2. ***Los esfuerzos en el plano*** provienen básicamente de la ***acción de diafragma*** en las cubiertas y entrepisos, originando tracción o compresión en los cordones, y corte en el cuerpo del diafragma.

Con el fin de absorber ***los esfuerzos de tracción*** se debe colocar una conexión continua de acero, o armadura de acero, o ambas a la vez, utilizando empalmes por yuxtaposición, empalmes soldados, ó mecánicos, ó conectores mecánicos, mientras que los esfuerzos de compresión y de corte se pueden absorber con la sección neta de hormigón. Con el fin de garantizar la continuidad del acero a través de una unión, se pueden utilizar pernos, placas soldadas, conectores de corte u otros dispositivos de acero. Los esfuerzos de tracción en las uniones se deben transmitir a la armadura principal de los elementos.

Los esfuerzos en el plano de los tabiques prefabricados provienen básicamente de las reacciones del diafragma y de las cargas horizontales externas.

Los ***detalles de diseño de la unión*** deben considerar los esfuerzos y deformaciones debidas a la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura, deben ser elegidos de manera tal de garantizar el reacomodamiento originado por las variaciones de volumen y por las rotaciones provocados por los gradientes de temperatura y las flechas a largo plazo.

Cuando estos efectos se encuentren restringidos, tanto los elementos como sus uniones se deben diseñar para proporcionar una adecuada resistencia y ductilidad.

C 16.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

C 16.4.1. En los ***elementos prefabricados de hormigón pretensado***, con un ***ancho máximo*** de ***4 m***, como losas huecas, losas macizas, o losas nervuradas, habitualmente no se necesita colocar armadura transversal para soportar las tensiones por contracción y temperatura en la menor dirección. Este criterio también es aplicable a las **losas de cubierta y entrepiso no pretensadas**.

El valor del ancho se ha limitado a ***4 m*** porque por encima de dicho valor se pueden alcanzar tensiones de contracción y temperatura de una magnitud tal que se requiera armadura transversal. Además, la mayor parte del proceso de contracción se produce antes de que los elementos sean fijados a la estructura. Una vez ubicados en ella, los elementos no están, en forma habitual vinculados en sentido transversal, tan rígidamente como en el hormigón monolítico, de manera tal que las tensiones por restricción transversal debidas a la contracción y a las variaciones de temperatura se ***reducen*** significativamente.

Esta excepción no se debe aplicar a los elementos tipo T o I con alas delgadas y anchas.

C 16.4.2. El valor del ***área mínima de la armadura para tabiques*** que establece este artículo (en lugar de adoptarse los valores mínimos establecidos en el artículo 14.3.) surgen de la práctica profesional y la experiencia de muchos años en Estados Unidos, donde se los ha utilizado sin mayores problemas, a partir de las recomendaciones dadas en las referencias 16.4. y 16.20.

Las especificaciones que permiten tanto un ***valor menor de armadura mínima*** como un ***mayor valor de separación entre las barras o alambres***, parten de reconocer que los ***paneles de tabiques prefabricados*** tienen muy pocas restricciones en sus bordes durante las primeras etapas de curado y, por lo tanto, desarrollan menores tensiones por contracción que otros tabiques comparables que se han hormigonado in-situ.

C 16.5. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

C 16.5.1. Las especificaciones generales del artículo 7.13.3. se ***deben aplicar a toda estructura prefabricada***. Los artículos 16.5.1. y 16.5.2. establecen condiciones mínimas para verificar las exigencias del artículo 7.13.3., las que no tienen la intención de dejar sin efecto la aplicación de otras disposiciones de este Reglamento para el ***diseño de estructuras prefabricadas de hormigón***.

La ***integridad global de una estructura*** puede ser mejorada en forma sustancial con sólo introducir pequeñas modificaciones en la cantidad, ubicación y detalle de la armadura del elemento y de las uniones.

C 16.5.5.1. Los ***elementos individuales*** pueden ser vinculados a un ***sistema resistente a cargas horizontales*** por métodos alternativos. Por ejemplo, una viga perimetral resistente se puede vincular a un diafragma (parte del sistema resistente a cargas horizontales).

La ***integridad estructural*** se puede obtener vinculando la viga perimetral a todos los elementos que constituyen el diafragma, o a parte de ellos. En forma alternativa, la viga perimetral se puede vincular sólo a sus columnas de apoyo, las que a su vez se deben vincular al diafragma.

C 16.5.1.2. En forma general, los ***diafragmas*** se deben incluir como ***parte del sistema resistente a cargas horizontales***. Los estribos cerrados exigidos en el artículo 16.5.1.2. son los mínimos requeridos para unir los elementos a los diafragmas de entrepiso o cubierta. El esfuerzo en el estribo cerrado es equivalente al valor de la carga de servicio de ***3 kN por metro lineal*** establecida en la referencia 1.16.

C 16.5.1.3. ***Las uniones en las bases y en las juntas horizontales de columnas y paneles de tabiques prefabricados***, se deben diseñar para transmitir todas las fuerzas y momentos de diseño. La cantidad mínima de estribos cerrados que se exige en el artículo 16.5.1.3. ***no se debe sumar*** a estos requisitos de diseño. La práctica habitual es colocar estribos en forma simétrica con respecto al eje central del panel del tabique y siempre que sea posible, ubicarlos dentro de los cuartos exteriores del ancho del panel.

C 16.5.1.4. En caso que una ***viga*** sufra algún tipo de daño, es importante que el ***desplazamiento de sus elementos de apoyo*** se minimice, de manera tal que los otros elementos no pierdan su capacidad de soportar cargas. ***Esta situación explica la razón por la cual este Reglamento aconseja no utilizar detalles de unión que se basen sólo en la fricción originada por las cargas gravitatorias.***

Una excepción podrían ser las unidades de estructuras modulares pesadas, donde la resistencia al volcamiento o al deslizamiento en cualquier dirección, siempre cuenta con un factor de seguridad muy importante. En estos casos se necesita la aprobación de la ***Autoridad Fiscalizadora*** con competencia en la jurisdicción correspondiente al emplazamiento de la obra.

C 16.5.2. Las especificaciones con respecto a la ***cantidad de estribos mínimos*** que se exigen por razones de ***integridad estructural*** en las estructuras con tabiques portantes, (designadas con frecuencia como ***estructuras de grandes paneles***) están pensadas con el fin de proporcionar un apoyo colgante como catenaria, en el caso de pérdida del apoyo de un tabique portante, como lo demuestra la referencia 16.21.

Los esfuerzos inducidos por las cargas, los cambios de temperatura, la fluencia lenta y la acción del viento y del sismo pueden requerir una mayor cantidad de esfuerzos en los estribos. Esta es la intención de que las especificaciones generales para hormigón prefabricado establecidas en el artículo 16.5.1. se apliquen sólo a ***estructuras con tabiques portantes con menos de tres pisos de altura***.

Los ***estribos mínimos*** en estructuras de ***tres o más pisos*** de altura, indicados en los artículos 16.5.2.1., 16.5.2.2., 16.5.2.3., 16.5.24. y 16.5.2.5., se especifican por razones de integridad estructural (ver la Figura C 16.5.2.). Estas disposiciones reconocen como antecedente las recomendaciones dadas en la referencia 16.22. para el diseño de edificios de tabiques portantes prefabricados de hormigón. La capacidad del estribo está basada en la tensión de fluencia especificada f_y .

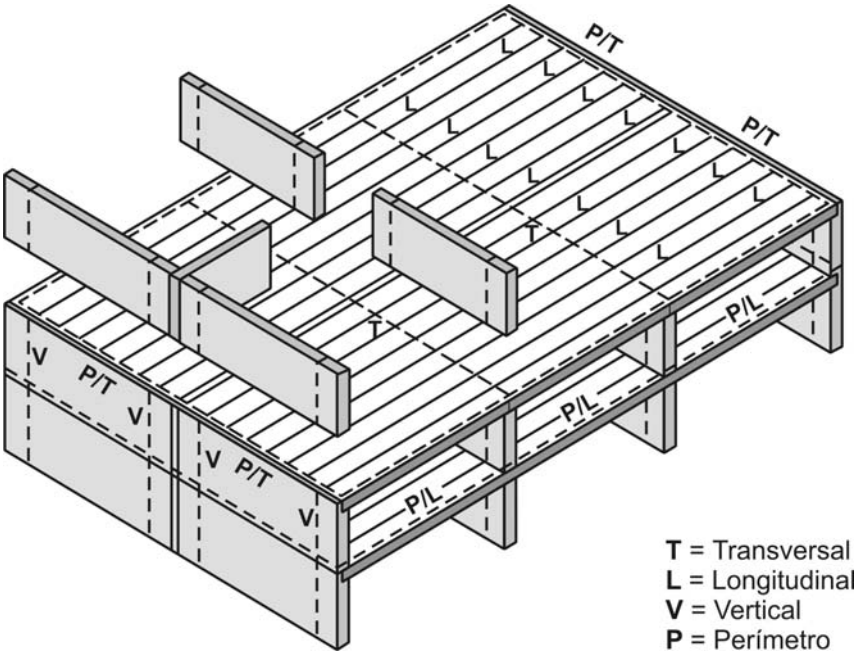


Figura C 16.5.2. Ejemplo de disposición típica de estribos cerrados de tracción en estructuras de grandes paneles.

C 16.5.2.1. Los ***estribos cerrados longitudinales*** pueden sobresalir de las losas y ser empalmados, soldados, o vinculados mecánicamente, o pueden estar incorporados en las juntas con lechada, con una longitud y recubrimiento suficiente para desarrollar el esfuerzo requerido. La ***longitud de adherencia*** para el acero de pretensado ***sin tesar*** debe ser tal que permita desarrollar la tensión de fluencia (ver la referencia 16.23.). La ubicación de los estribos cerrados en los tabiques, dispuestos razonablemente cerca del plano del sistema de entrepiso o cubierta es poco frecuente.

C 16.5.2.3. Los ***estribos cerrados transversales*** pueden estar separados en forma uniforme, ya sea embutidos en los paneles o en una lechada de cemento, o pueden estar concentrados en los tabiques portantes transversales.

C 16.5.2.4. Los ***estribos cerrados perimetrales no se deben sumar a los estribos cerrados longitudinales y transversales exigidos por este Reglamento***.

C 16.6. DISEÑO DE LAS UNIONES Y DE LOS APOYOS

C 16.6.1. Este Reglamento permite utilizar varios métodos para vincular los elementos estructurales, los que están pensados para transferir los esfuerzos tanto en el plano del elemento como en sentido perpendicular al mismo.

C 16.6.1.2. Los distintos componentes de una unión, como por ejemplo pernos, soldadura, placas, insertos, etc., presentan diferentes propiedades que pueden afectar el comportamiento global de la unión.

C 16.6.2.1. Cuando se produzcan ***esfuerzos de tracción en el plano del apoyo***, puede ser necesario reducir la tensión admisible de aplastamiento o disponer armadura de confinamiento, o ambas cosas a la vez. La referencia 16.4. ofrece una guía al respecto.

C 16.6.2.2. Este artículo establece diferencia entre la longitud del apoyo y la longitud del extremo de un elemento prefabricado que está sobre el apoyo (ver la Figura 16.6.2.).

Las ***placas de apoyo*** distribuyen las cargas y las reacciones concentradas sobre el área de contacto, y permiten movimientos limitados horizontales y rotacionales necesarios para disminuir las tensiones.

Con el fin de prevenir el ***descascaramiento*** en las zonas de contacto fuertemente cargadas, ***las placas de apoyo no se deben prolongar hasta el borde del apoyo, a menos que el mismo esté armado especialmente***. Los bordes pueden ser armados con placas de acero ancladas o con perfiles ángulos.

El artículo 11.9.7. establece las especificaciones que deben cumplir las ***zonas de contacto en las ménsulas cortas***.

C 16.6.2.3. Cuando el sistema esté estáticamente determinado, no será necesario prolongar la armadura para momento flexor positivo más allá del extremo del elemento prefabricado. Sin embargo será necesario considerar las tolerancias para evitar que el elemento se apoye sobre hormigón simple si se ha interrumpido la armadura.

C 16.7. ELEMENTOS INCORPORADOS AL HORMIGÓN DESPUÉS DE SU COLOCACIÓN

C 16.7.1. El artículo 16.7.1. constituye una ***excepción*** a las prescripciones del artículo 7.5.1. Muchos ***productos prefabricados*** son ejecutados en forma tal que es muy difícil, y hasta a veces imposible, colocar la armadura que sobresale del elemento estructural antes de la colocación del hormigón. La experiencia demuestra que tanto ***los estribos para corte horizontal como los insertos*** pueden ser colocados mientras el hormigón se encuentra en estado plástico, siempre que se adopten las precauciones necesarias.

Esta ***excepción no se debe aplicar*** a la armadura que está completamente embebida ni a los elementos de acero que deben ser enganchados o fijados a ella.

C 16.9. MANIPULACIÓN

C 16.9.1. Este Reglamento exige un comportamiento aceptable bajo las cargas mayoradas, y una adecuada resistencia bajo las cargas mayoradas. Sin embargo, las cargas de manipulación no deberían producir tensiones, deformaciones especificas, fisuración, o flechas permanentes, inconsistentes con las prescripciones de este Reglamento.

Un elemento prefabricado no debiera ser objetado o cuestionado sólo por una fisuración o un descascaramiento menor siempre que la resistencia y la durabilidad no sean afectadas. A tal fin en los informes de las referencias 16.24. y 16.25. sobre fabricación y transporte de elementos prefabricados, se pueden consultar las guías para la evaluación de las fisuras que se pueden presentar en los mismos.

C 16.9.2. Todas las ***uniones temporarias*** que se deban realizar durante la etapa de montaje, como así también los arriostramientos y apuntalamientos transitorios, al igual que la secuencia en que deben ser retirados, se deben indicar en los planos de obra y en los planos de montaje.

C 16.10. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS

Para la ***evaluación de la resistencia*** de las estructuras prefabricadas se debe aplicar el Capítulo 20.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 17.

ELEMENTOS DE HORMIGÓN CONSTRUIDOS EN ETAPAS, SOLICITADOS A FLEXIÓN

C 17.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

C 17.1. CAMPO DE VALIDEZ

C 17.1.1. El Capítulo 17 pretende abarcar ***todos los tipos de elementos construidos en etapas, solicitados a flexión***. En algunos casos, cuando se trata de elementos integralmente hormigonados en obra, puede ser necesario diseñar la superficie de contacto entre dos capas de hormigón, de la misma forma que se realiza para elementos construidos en etapas.

En este Capítulo ***no se tratan los elementos estructurales compuestos de hormigón y de acero*** en forma de perfiles, los que serán motivo de un conjunto de Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC específico (*Construcciones Mixtas de Acero y Hormigón*).

C 17.2. REQUISITOS GENERALES

C 17.2.4. Los ensayos descriptos en la bibliografía, indican que la ***resistencia de un elemento construido en etapas*** es la misma, ya sea que se mantenga apuntalado o no el primer elemento hormigonado, durante la colocación y el curado del hormigón del segundo elemento.

C 17.2.6. El ***grado de fisuración permitido*** depende de factores tales como el ambiente, la estética y el uso. Además, no se debe alterar la acción compuesta del elemento.

C 17.2.7. La ***carga prematura*** de los elementos prefabricados puede causar flechas excesivas debido a la fluencia lenta y a la contracción, situación que sucede especialmente a edad temprana cuando el contenido de humedad es alto y la resistencia baja.

Para prevenir la ***deformación excesiva por deslizamiento***, es esencial que la ***transmisión del corte en la superficie de contacto se realice por adherencia directa.*** Un pasador de corte es un factor de seguridad mecánico adicional, pero no actúa hasta que se manifiesta cierto grado de deslizamiento.

C 17.3. APUNTALAMIENTO

Las disposiciones del artículo 9.5.5. cubren los requisitos relativos a deformaciones de elementos apuntalados y sin apuntalar.

C 17.5. RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL

C 17.5.1. La ***transmisión total del corte horizontal*** entre las partes que constituyen los ***elementos construidos en etapas*** se debe garantizar por medio de la resistencia al corte horizontal en las superficies de contacto, o mediante estribos anclados adecuadamente, o una combinación de ambos métodos.

C 17.5.2. Los elementos pretensados utilizados en la construcción en etapas, pueden presentar variaciones en altura de la armadura traccionada, a lo largo del elemento, debido a los pliegues o depresiones del cordón de pretensado. Como consecuencia de esta variación, la definición de ***d*** utilizada en el Capítulo 11 para la determinación de la resistencia al corte vertical, se considera apropiada también para la determinación de la resistencia al corte horizontal.

C 17.5.3. La ***resistencia al corte horizontal nominal*** V_{nh} , se aplica cuando el diseño se basa en los factores de mayoración de carga y minoración de resistencias (factores ϕ) dados en el Capítulo 9.

Los ***elementos pretensados*** utilizados en estructuras construidas en etapas, pueden tener variaciones de la posición en altura de la armadura de tracción a lo largo de la longitud del elemento por efectos de la posición, o la eliminación escalonada, de los cables. Debido a esta variación, la ***definición de d***, que se utiliza en el Capítulo 11 para determinar la resistencia al corte vertical, ***es adecuada también para determinar la resistencia al corte horizontal***.

C 17.5.3.3. Los valores admitidos para las resistencias al corte horizontal y la fijación en **5 mm** del valor necesario para contar con rugosidad intencional, se basan en los ensayos indicados en las referencias 17.2. a 17.4. inclusive.

C 17.5.4.1. La ***distribución de la tensión de corte horizontal*** en un elemento construido en etapas, a lo largo de la superficie de contacto, refleja la distribución del corte a lo largo del elemento. La ***falla por corte horizontal*** se inicia en el lugar donde la tensión de corte horizontal es máxima y se propaga a las regiones de menores tensiones. Debido a que el deslizamiento que se corresponde con la resistencia máxima al corte horizontal en la superficie de contacto entre hormigones, es pequeño, la ***redistribución longitudinal de la resistencia al corte horizontal*** es muy limitada. Por lo tanto, la ***separación de los estribos*** a lo largo de la superficie de contacto, debería ser tal que proporcione una resistencia al corte horizontal distribuida, en forma aproximadamente igual, a la distribución del corte que actúa en el elemento.

C 17.5.5. Para mantener el contacto entre dichas superficies se exige un anclaje adecuado para los estribos que se prolonguen a través de las superficies de contacto.

C 17.6. ESTRIBOS PARA CORTE HORIZONTAL

La ***separación máxima*** y el ***área mínima*** se basan en los datos de ensayos descriptos en las referencias 17.2. a 17.6. inclusive.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 18.

HORMIGÓN PRETENSADO

C 18.0. SIMBOLOGÍA

La ***fuerza de pretensado mayorada*** P_{pu} es el producto entre el ***factor de carga*** (igual a 1,2 de acuerdo con el artículo 9.2.5.) y la ***fuerza de pretensado máxima admisible***.

A partir de las especificaciones dadas en el artículo 18.5.1. es habitual sobretesar hasta un valor igual a $0{,}94\ f_{py}$ pero no mayor que $0{,}80\ f_{pu}$, lo que se permite sólo por períodos cortos de tiempo.

$$P_{pu} = (1{,}2)\ (0{,}80)\ f_{pu}\ A_{ps} = 0{,}96\ f_{pu}\ A_{ps}$$

C 18.1. CAMPO DE VALIDEZ

C 18.1.1. Las ***prescripciones del Capítulo 18*** fueron desarrolladas, en un principio, para aquellos elementos estructurales, tales como las losas, vigas y columnas que se utilizan en forma habitual en los edificios. Sin embargo, muchas de estas prescripciones se pueden aplicar a otros tipos de construcciones tales como ***depósitos a presión***, ***pavimentos***, ***tuberías***, y ***durmientes***. Para aquellos casos que no se mencionan en forma explícita en este Reglamento, la aplicación de las prescripciones contenidas en este Capítulo se dejan a ***criterio*** del ***Proyectista o Diseñador Estructural***.

C 18.1.3. Algunos artículos de este Reglamento ***no son aplicables*** al ***diseño de estructuras de hormigón pretensado*** por razones especificas que se detallan a continuación:

- **artículo 5.8.5.2.:** Los cables de las vigas y losas continuas postesadas normalmente se tesan en un punto de la luz donde el perfil del cable coincide con el baricentro de la sección transversal de hormigón o está próximo al mismo. Por lo tanto, las juntas de construcción internas generalmetne están ubicadas dentro de los tercios extremos de la luz y no en el tercio medio de la luz como exige el artículo 5.8.5.2. Las juntas de construcción ubicadas de esta forma en las vigas y losas continuas postesadas tienen un largo historial de comportamiento satisfactorio. Por este motivo el artículo 5.8.5.2. ***no se debe aplicar al hormigón pretensado***.

- **artículo 7.6.5.:** el contenido de este artículo ***no se aplica al hormigón pretensado*** porque las exigencias para la armadura adherente y los cables no adherentes de los elementos hormigonados in situ se establecen en los artículos 18.9. y 18.12.

- **artículos 8.10.2., 8.10.3. y 8.10.4.:** las prescripciones empíricas dadas en estos artículos para las ***vigas T*** se desarrollaron para elementos de ***hormigón armado no pretensado***, de manera que ***su aplicación a elementos pretensados originaría la exclusión de numerosos productos pretensados estándares*** que actualmente están siendo utilizados en forma satisfactoria. Por lo tanto, la experiencia permite introducir variantes.

  Al excluir los artículos mencionados, este Reglamento no incluye requisitos especiales para ***vigas T de hormigón pretensado***, de manera que la ***determinación del ancho efectivo del ala*** se deja a criterio del Proyectista o Diseñador Estructural.

  Cuando sea posible se deben utilizar los ***anchos de ala*** indicados en los artículos ***8.10.2., 8.10.3.*** y ***8.10.4.*** a menos que la experiencia haya demostrado que las variaciones son seguras y satisfactorias.

  En el análisis elástico y en las consideraciones de diseño no siempre se considera como criterio más seguro la utilización del ancho máximo del ala permitido por el artículo 8.10.2.

  En los artículos 8.10.1. y 8.10.5. se establecen prescripciones generales para las ***vigas T***, que ***también son de aplicación a elementos de hormigón pretensado***.

  Las limitaciones impuestas a la ***separación de la armadura en las losas*** se ha desarrollado en base a los ***espesores del ala***, que en el caso de las alas de espesor variable se puede adoptar como el valor de su espesor promedio.

- **artículo 8.11:** los límites empíricos especificados para los ***entrepisos nervurados*** convencionales de ***hormigón armado*** se establecieron en base al exitoso comportamiento demostrado por las losas nervuradas en las cuales se utilizaron sistemas de encofrados estándares para este tipo de losas. (ver el Comentario al artículo 8.11.

  Para las construcciones con ***losas nervuradas pretensadas*** se debe recurrir a la experiencia y al buen criterio, pudiendo ser utilizado como guía el contenido del artículo 8.11.

- **artículos 10.5., 10.9.1. y 10.9.2.:** para el ***hormigón pretensado***, las limitaciones establecidas para la ***armadura*** en los artículos mencionados se deben reemplazar por las limitaciones dadas en los artículos ***18.8.3.***, ***18.9***. y ***18.11.2***.

- **artículo 10.6.:** este ***artículo no se aplica en forma completa*** a los ***elementos pretensados***, sino que sólo se aplican los artículos ***10.6.4.*** y ***10.6.7.*** mencionados en el artículo 18.4.4. con respecto a los elementos pretensados solicitados a flexión ***Clase C***.

- **Capítulo 13:** el diseño de las ***losas de hormigón pretensado continuas*** exige reconocer los momentos secundarios inducidos por el ***perfil curvo de los cables de pretensado***. Además, los cambios volumétricos debidos a la fuerza de pretensado pueden originar sobre la estructura, cargas adicionales que no están cubiertas en forma adecuada por el contenido del Capítulo 13.

Debido a estas propiedades especiales asociadas con el pretensado, muchos de los procedimientos de diseño especificados en el Capítulo 13 ***no son apropiados para las estructuras de hormigón pretensado***, debiendo ser reemplazados por las especificaciones del artículo ***18.12.***

- **artículos 14.5. y 14.6.:** las prescripciones dadas para el diseño de tabiques en los artículos 14.5. y 14.6 son en gran medida de carácter empírico, habiéndose utilizado ***consideraciones que no fueron pensadas para ser aplicadas al hormigón pretensado***.

C 18.2. REQUISITOS GENERALES

C 18.2.1. y C 18.2.2. La práctica habitual en el diseño de ***estructuras de hormigón pretensado*** ha sido considerar en el diseño ***todas las etapas de carga*** que pudieran resultar significativas. Las tres etapas principales son:

1) ***etapa de introducción o transferencia del pretensado:*** cuando la fuerza de tracción en el acero de pretensado se transfiere al hormigón y los niveles de tensión pueden ser altos con respecto a la resistencia del mismo.

2) ***etapa de carga de servicio:*** esta etapa se produce después de que hayan ocurrido los cambios volumétricos diferidos o a largo plazo.

3) ***etapa de carga mayorada:*** esta etapa se produce cuando se comprueba la resistencia del elemento.

Pueden existir ***otras etapas de carga*** que exijan investigación, como por ejemplo cuando la ***carga de fisuración*** es importante puede ser necesario realizar un estudio específico, o cuando el estado de carga por manipuleo y transporte pueda resultar crítico.

La etapa de ***carga de servicio*** se refiere a la aplicación de las cargas definidas en el ***Reglamento CIRSOC 101-2005 "Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y sobre otras Estructuras"*** (sin factores de carga), tales como las cargas permanentes y las sobrecargas, mientras que la ***etapa de carga mayorada*** se refiere a las cargas multiplicadas por los factores de carga correspondientes especificados en el artículo 9.3.

El artículo 18.3.2. establece hipótesis que se pueden utilizar para la investigación en la ***etapa de carga de servicio*** después de la transmisión de la fuerza de pretensado.

C 18.2.5. Este artículo se refiere al ***tipo de postesado*** en el cual el acero de pretensado se encuentra en contacto, en forma intermitente, con una vaina sobredimensionada, debiendo adoptarse las precauciones necesarias para evitar el ***pandeo lateral*** de estos elementos.

Cuando el ***acero de pretensado*** esté en contacto completo con el elemento a ser pretensado o cuando el ***acero no adherente*** encapsulado sea mayor que el acero de pretensado (pero no excesivamente mayor) no será posible que se produzca el pandeo del elemento bajo la acción de la fuerza de pretensado a ser introducida.

C 18.2.6. Al considerar la ***sección de las vainas como huecas***, se deben incluir entre las ***secciones críticas***, aquellas que tengan elementos de acoplamiento que pueden ser de mayor diámetro que la vaina que contiene al acero de pretensado. Asimismo, en algunos casos, la trompeta o pieza de transición del conducto al anclaje, puede ser de un tamaño tal que genere una ***sección crítica***. En caso de que no fuera posible considerar en el diseño la reducción del área por los huecos de las vainas, las propiedades de la sección se pueden determinar para la sección total.

En los ***elementos pretensados***, tanto pretesados como postesados, después de la inyección de la pasta o mortero de cemento, la determinación de las propiedades de la sección se puede realizar en base a las ***secciones efectivas*** utilizando las áreas transformadas del acero de pretensado adherente y las secciones totales, o ***en el caso de la armadura no tesa***, las secciones netas.

C 18.3. HIPÓTESIS DE DISEÑO

En los artículos 18.3.3. a 18.3.5. ***se han introducido modificaciones*** con respecto a la edición 1999 del Código ACI 318, con el fin de permitir una ***transición continua*** entre los requisitos para el diseño en condiciones de servicio dados para los elementos no pretensados y los dados para los elementos pretensados en forma total. ***Esta actualización incluye la incorporación de criterios de comportamiento relacionados con la fisuración y la flecha, consistentes con los criterios de comportamiento dados para el hormigón armado no pretensado.***

C 18.3.3. Este artículo define ***tres clases de comportamiento*** de ***los elementos pretensados solicitados a flexión***, considerando que los elementos ***Clase U*** se comportan como ***elementos no fisurados***, mientras que los elementos ***Clase C*** se comportan ***como fisurados***. El comportamiento de los elementos ***Clase T*** se asume como ubicado en la ***zona de transición*** entre el comportamiento de los ***no fisurados*** y los ***fisurados***. Las exigencias para el diseño en ***condiciones de servicio*** para cada clase de elementos se resumen en la Tabla 18.3.3, en la que se han incorporado también las exigencias para los elementos no pretensados.

Esta clasificación de elementos se aplica a elementos pretensados solicitados a flexión ***tanto adherentes como no adherentes***, pero los ***sistemas de losas pretensadas armadas en dos direcciones*** se deben diseñar como elementos ***Clase U***.

La zona de ***tracción precomprimida*** se define como aquella parte de la sección transversal del elemento en la que se produce tracción por flexión bajo la acción de las cargas permanentes y las sobrecargas.

El hormigón pretensado se diseña, en forma habitual, de manera tal que la fuerza de pretensado comprima esta zona, reduciendo en forma efectiva la magnitud de la tracción.

En la edición 2005 del Código ACI 318 se decidió ***limitar*** el valor de la ***tensión de tracción por flexión admisible para las losas pretensadas armadas en dos direcciones*** a $f_t \leq 0{,}5 \sqrt{f'_c}$ con el fin de compatibilizarlo con los valores prescriptos en ediciones anteriores.

En la edición 2002 sólo se especificaba que los sistemas de losas pretensadas armadas en dos direcciones se debían diseñar como ***elementos clase U*** **(** $f_t \leq 0{,}7 \sqrt{f'_c}$ **).**

C 18.3.4. En la referencia 18.1. se presenta un método para determinar las tensiones en una sección fisurada.

C 18.3.5. En la referencia 18.2. se presenta información sobre la determinación de las deformaciones por flexión en los elementos fisurados.

C 18.4. REQUISITOS PARA LAS CONDICIONES DE SERVICIO. ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

Las ***tensiones admisibles*** en el hormigón permiten controlar el comportamiento en servicio pero no garantizar una ***resistencia estructural adecuada***, la que se debe verificar con otras exigencias especificadas en este Reglamento.

C 18.4.1. Las ***tensiones en el hormigón*** en esta etapa son ocasionados por la f***uerza del acero de pretensado*** en el momento de la transferencia, reducidas por las pérdidas debidas al acortamiento elástico del hormigón, a la relajación del acero de pretensado, al asentamiento del anclaje y a las tensiones debidas al peso del elemento.

En general, los ***efectos de la fluencia lenta y de la contracción 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.

C 18.4.1 b) y c). Las ***tensiones límites de tracción*** fijadas en los valores $\frac{1}{4}\sqrt{f'_{ci}}$ y $\frac{1}{2}\sqrt{f'_{ci}}$ se ***refieren a las tensiones de tracción*** que se producen fuera de la zona traccionada precomprimida. Cuando las ***tensiones de tracción*** superan los valores admisibles, se puede determinar la ***fuerza total*** en la zona de tensiones de tracción para dimensionar la armadura en base a esta fuerza con una tensión de $0{,}6\ f_y$ pero menor o igual que ***200 MPa***.

Los ***efectos de la fluencia lenta y la contracción*** comienzan a reducir la tensión de tracción casi inmediatamente; no obstante lo cual algo de tracción permanece en esta área después de que han ocurrido todas las pérdidas del pretensado.

C 18.4.2. a) y b). El ***límite para la tensión de compresión*** se estableció de manera conservadora en $0{,}45\ f'_c$, con el fin de disminuir la probabilidad de falla de los elementos de hormigón pretensado debido a las cargas repetidas. La ***fijación de este límite*** pareció razonable con el fin de impedir deformaciones excesivas por fluencia lenta. Para valores de la tensión más elevados, las deformaciones por fluencia lenta tienden a aumentar en forma más rápida a medida que aumenta la tensión aplicada.

La modificación del valor de la ***tensión admisible*** en la edición 1995 del Código ACI 318 se realizó con el fin de reconocer que los ***ensayos de fatiga*** realizados sobre ***vigas de hormigón pretensado*** habían demostrado que la falla del hormigón no constituye el ***criterio determinante*** que controla el diseño.

En las ediciones anteriores, la existencia de un límite único para la tensión de compresión penalizaba los diseños con sobrecargas transitorias mayores comparadas con la carga permanente y la sobrecarga de larga duración. Por lo tanto el ***nuevo límite*** de ***0,60 f'$_c$*** permite un incremento de ***1/3*** de la ***tensión admisible de compresión*** para los elementos solicitados por ***cargas transitorias***. La ***sobrecarga de larga duración***, se define como la ***parte de la sobrecarga de servicio*** que permanecerá aplicada durante un período suficiente como para provocar flechas, dependientes del tiempo, que sean significativas. Por lo tanto, cuando las ***cargas permanentes*** y las ***sobrecargas de larga duración*** constituyen un porcentaje elevado de la carga de servicio total, el límite de ***0,45 f'$_c$*** dado en el artículo 18.4.2. a) puede resultar determinante y controlar el diseño.

Por otra parte, cuando una gran parte de la ***carga de servicio total*** está constituida por una sobrecarga de servicio transitoria o temporal, el límite incrementado que se especifica en el artículo 18.4.2.b) puede controlar el diseño.

El ***límite para la tensión de compresión*** establecido en ***0,45 f'$_c$*** para pretensado más las cargas sostenidas, o de larga duración, continuará controlando el comportamiento a largo plazo de los elementos pretensados.

C 18.4.3. El espíritu de este artículo se fundamenta en el hecho de ***no impedir el desarrollo de nuevos productos***, ***materiales*** y ***técnicas*** para la construcción de estructuras de hormigón pretensado, que pudieran estar incluidos dentro del campo de validez de este Reglamento, pero que no verifican los límites fijados para las tensiones.

Los nuevos métodos de diseño, los nuevos materiales y los nuevos usos de éstos deben pasar por un período de desarrollo antes de ser específicamente incluidos en un Reglamento. Por consiguiente, la utilización de nuevos sistemas o materiales podría quedar excluida de no disponerse de mecanismos adecuados para obtener su aceptación (ver el artículo 1.1.4.).

C 18.4.4. Las exigencias con respecto a la ***separación de los elementos pretensados*** con una tensión de tracción calculada mayor que el valor $\sqrt{f'_c}$, se incorporan por primera vez en la edición 2002 del Código ACI 318.

Para las condiciones que existen en los ***ambientes con agresividad química*** (tales como agua de mar, atmósferas industriales corrosivas o gas cloacal, etc., o sea ambientes Q_1 , Q_2 y Q_3 de la Tabla 2.1.,) se debe utilizar un ***recubrimiento mayor*** que el especificado en el artículo 7.7.2. y se deben reducir las ***tensiones de tracción del hormigón*** a fin de eliminar la posibilidad de fisuración bajo las cargas de servicio.

El ***Proyectista o Diseñador Estructural*** debe utilizar su juicio profesional para determinar el porcentaje de aumento del recubrimiento y decidir si es necesario reducir las tensiones de tracción.

C 18.4.4.1. Para ***seleccionar el valor*** de c_c (recubrimiento libre de la armadura) que se debe utilizar en la determinación de los valores de separación sólo es necesario considerar la armadura traccionada más cercana a la cara traccionada.

Cuando se utiliza acero de pretensado, como por ejemplo cordones, que presentan características de adherencia menos efectivas que las de una armadura conformada se debe utilizar un ***factor de efectividad*** igual a ***2/3***.

Para los ***elementos postesados*** diseñados como elementos fisurados, en forma general, puede resultar beneficioso limitar la fisuración mediante la utilización de una ***armadura conformada***, para lo cual se pueden utilizar, en forma directa, las especificaciones dadas en el artículo 10.6.

La ***armadura adherente*** exigida en este Reglamento para otros requisitos también se puede utilizar como armadura para el control o la limitación de la fisuración.

C 18.4.4.2. El valor de la ***tensión de descompresión*** f_{dc} se debe adoptar igual al valor del pretensado efectivo f_{se} .

C 18.4.4.3. La limitación máxima de ***250 MPa*** establecida para el valor de Δf_{ps} y la ***excepción*** fijada para los elementos con un valor de $\Delta f_{ps} \leq 140$ ***MPa*** tienen por finalidad continuar manteniendo en el Código ACI 318-2002 exigencias similares a las que se establecían en las ediciones anteriores.

C 18.4.4.4. Para verificar los requisitos de este artículo se puede utilizar tanto el ***área de acero de las armaduras***, como la de los ***cables adherentes***, o una combinación de ambos.

C 18.5. TENSIONES ADMISIBLES EN EL ACERO DE PRETENSADO

Este Reglamento no hace distinción entre las ***tensiones temporarias*** y las ***tensiones efectivas*** en el ***acero de pretensado***, estableciendo sólo un límite para la tensión del acero de pretensado porque su tensión inicial (inmediatamente después de la transferencia) puede prevalecer durante un tiempo considerable, aún incluso después de que la estructura haya sido puesta en servicio.

Esta ***tensión*** debe tener, por lo tanto, un ***coeficiente de seguridad*** adecuado en condiciones de servicio, y no se debe considerar como una tensión temporal.

Cualquier disminución subsecuente de la ***tensión en el acero de pretensado***, debida a las pérdidas, sólo puede mejorar las condiciones, de la estructura, razón por la cual, en este Reglamento no se establece ningún límite para esta disminución de la tensión.

C 18.5.1. A partir de la edición 1983 del Código ACI 318, se revisaron las tensiones admisibles en el acero de 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.

Para alambres y cordones de baja relajación con $f_{py} = 0{,}90\ f_{pu}$, los valores límites de $0{,}94\ f_{py}$ y $0{,}82\ f_{py}$ son equivalentes a $0{,}85\ f_{pu}$ y $0{,}74\ f_{pu}$, respectivamente.

En la revisión del Código ACI 318 que se realizó en 1986 y en 1989, la tensión máxima del gato, para los ***aceros de pretensado de baja relajación,*** se redujo a $0{,}80\ f_{pu}$ con el fin de asegurar una mayor compatibilidad con el valor máximo de la tensión del acero de pretensado de $0{,}74\ f_{pu}$, inmediatamente después de la transferencia del pretensado.

El mayor límite de fluencia del ***acero de pretensado de baja relajación*** no modifica la efectividad de los dispositivos de anclaje de los cables, de manera que la tensión admisible en los dispositivos de anclaje de postesado y en lo elementos de acople no se incrementa con respecto al valor permitido previamente de $\boldsymbol{0,70\ f_{pu}}$.

Para el acero de pretensado que se utiliza habitualmente (alambres, cordones y barras) con un valor de $\boldsymbol{f_{py}}$ igual a $\boldsymbol{0,85\ f_{pu}}$, los valores límites fijados en $\boldsymbol{0,94\ f_{py}}$ y $\boldsymbol{0,82\ f_{py}}$ son equivalentes a los valores $\boldsymbol{0,80\ f_{pu}}$ y $\boldsymbol{0,70\ f_{pu}}$ respectivamente, que eran los valores permitidos en la edición 1977 del Código ACI 318. Para el caso de las barras de pretensado, con un valor de $\boldsymbol{f_{py}}$ igual a $\boldsymbol{0,80\ f_{pu}}$, los mismos valores límites son equivalentes a $\boldsymbol{0,75\ f_{pu}}$ y $\boldsymbol{0,66\ f_{pu}}$ respectivamente.

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.

C 18.6. PÉRDIDAS DE PRETENSADO

C 18.6.1. En las referencias 18.3. a 18.6. se presentan métodos que permiten la determinación de las ***pérdidas de pretensado***.

En la referencia 18.6. se desarrollan recomendaciones que permiten determinar, con cierta facilidad, estimaciones razonablemente precisas de las pérdidas de pretensado, las que incluyen la consideración del ***nivel inicial de tensión*** (***0,70*** $\boldsymbol{f_{pu}}$ o mayor), tipo de acero, ya sea alambre, cordón o barra de relajación normal o de baja relajación, condiciones de exposición y tipo de construcción (pretesada, postesada adherente o postesada no adherente).

Las pérdidas reales, mayores o menores que los valores determinados, tienen poca influencia sobre la ***resistencia de diseño del elemento***, pero afectan el comportamiento bajo las cargas de servicio (deformaciones por flexión, curvatura, cargas de fisuración, etc.) y a las uniones.

Bajo la acción de las ***cargas de servicio***, la sobreestimación de las pérdidas de pretensado puede ser tan perjudicial como la subestimación, dado que la sobreestimación puede producir una contraflecha excesiva, y movimientos horizontales.

C 18.6.2. Pérdidas por fricción en los cables de postesado

En la Tabla C 18.6.2. se especifican valores que se pueden presentar en forma general y que sólo se deben utilizar como una ***guía*** dado la gran cantidad de tipos de vainas y conductos disponibles para contener al acero de pretensado.

Cuando se utilicen conductos rígidos, el ***coeficiente por desviación o curvatura accidental K*** se puede considerar igual a cero (***K = 0***).

Para los ***aceros de pretensado de gran diámetro*** dispuestos en conductos tipo semirígidos, el coeficiente ***K*** también se puede considerar igual a cero (***K = 0***).

Los valores de los coeficientes de curvatura que se deben utilizar para los diferentes tipos particulares de acero de pretensado y para los distintos tipos de vainas se deben obtener de los fabricantes de los sistemas de pretensado.

Una estimación irrealmente baja de las ***pérdidas por fricción*** puede originar contraflechas incorrectas en el elemento y un pretensado inadecuado.

Una ***sobreestimación de la fricción*** puede dar como resultado una ***fuerza extra*** de pretensado si los valores estimados de la fricción no se obtienen en la obra, situación que podría conducir a contraflechas excesivas y a acortamientos del elemento mayores que los previstos.

Si se determina que los valores de los ***coeficientes de fricción*** son menores que los adoptados en el diseño, la tensión en el cable se debe ajustar para proporcionar sólo aquella ***fuerza de pretensado*** exigida por el diseño en las partes críticas de la estructura.

Tabla C.18.6.2. Coeficientes de fricción para cables postesados a utilizar en las expresiones (18.1.) ó (18.2)

Condición del cable	**Tipo de acero de pretensado**	**Coeficiente de desviación o curvatura accidental K**	**Coeficiente de fricción por curvatura μ_p**
Cables inyectados en vainas metálicas	Cables de alambre	0,0033 – 0,0049	0,15 – 0,25
	Barras de alta resistencia	0,0003 – 0,0020	0,08 – 0,30
	Cordones de 7 alambres	0,0016 – 0,0066	0,15 – 0,25
Cables no adherentes cubiertos con mastic	Cables de alambre	0,0033 – 0,0066	0,05 – 0,15
	Cordones de 7 alambres	0,0033 – 0,0066	0,05 – 0,15
Cables no adherentes pre-engrasados	Cables de alambre	0,0010 – 0,0066	0,05 – 0,15
	Cordones de 7 alambres	0,0010 – 0,0066	0,05 – 0,15

C 18.6.2.3. Cuando tanto la ***seguridad*** como el ***comportamiento en servicio*** de una estructura puedan estar comprometidos, los ***límites aceptables*** para las fuerzas de tesado del acero de pretensado u otras exigencias limitantes, deben ser especificados o aprobados por el Proyectista o Diseñador Estructural de acuerdo con las tensiones admisibles especificadas en los artículos 18.4. y 18.5.

C 18.7. RESISTENCIA A FLEXIÓN

C 18.7.1. El ***momento resistente de diseño*** de los elementos pretensados solicitados a flexión se puede determinar utilizando las mismas expresiones de resistencia que para los elementos de hormigón armado convencional.

La edición 1983 del Código ACI 318 suministraba las expresiones de resistencia para las secciones rectangulares y con alas, con armadura de tracción únicamente y con armadura de tracción y de compresión.

Cuando ***parte del acero de pretensado*** está en la zona de compresión se debe utilizar un método basado en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones bajo las cargas mayoradas.

En otras secciones transversales, el ***momento resistente de diseño***, $\phi\ M_n$, se debe determinar mediante un método de análisis general basado en la compatibilidad de las tensiones y deformaciones, utilizando las propiedades tensión-deformación del acero de pretensado y las hipótesis de diseño especificadas en el artículo 10.2.

C 18.7.2. La expresión (18-3) puede subestimar la ***resistencia de las vigas*** con ***altos porcentajes de armadura,*** de manera que para determinaciones más exactas de su resistencia se debe utilizar el método de compatibilidad de las deformaciones y equilibrio de las tensiones. La utilización de la expresión (18-3) es apropiada cuando ***toda la armadura de pretensado*** se encuentra ubicada en la zona de tracción; en cambio ***cuando parte de esa armadura pretensada*** está en la ***zona de compresión***, se debe utilizar el método de compatibilizar las deformaciones y asegurar el equilibrio de las tensiones.

Con la incorporación del término ω' en la expresión (18-3) se considera el ***valor incrementado*** de f_{ps} que se obtiene cuando se dispone armadura de compresión en una ***viga con una importante cuantía de armadura***.

Cuando el valor del término $\left[\rho_p\ f_{pu}\ /\ f'_c + (d\ /\ d_p)\ (\omega - \omega')\ \right]$ de la expresión (18-3) es pequeño, la profundidad del eje neutro también es pequeña, por lo tanto la tensión en la armadura de compresión no alcanza su valor de fluencia y la expresión (18-3) se convierte en una expresión no conservativa.

Esta es la razón por la que el término de la expresión (18-3)

$$\left[\rho_p\ f_{pu}\ /\ f'_c + \left(\frac{d}{d_p}\right)(\omega - \omega')\ \right] \geq\ 0{,}17$$

no se debe adoptar menor que ***0,17*** cuando ***se considere la armadura de compresión*** en la determinación del valor de f_{ps} .

Cuando la ***armadura de compresión no se considere*** al utilizar la expresión (18-3), o sea cuando se adopte el término $\omega' = 0$, entonces el término

$$\left[\rho_p\ f_{pu}\ /\ f'_c + \left(\frac{d}{d_p}\right)\ \omega\ \right]$$

puede ser menor que ***0,17*** y por lo tanto se obtiene un valor mayor y correcto de f_{ps} .

Cuando el valor de ***d'*** es grande, la deformación en la armadura comprimida puede ser considerablemente menor que su deformación por fluencia. En este caso , la armadura de compresión no influye en el valor de f_{ps} de manera tan favorable como lo indica la expresión (18-3), razón por la cual dicha expresión ***está limitada a vigas*** en las que el valor de ***d'*** es igual o menor que $0{,}15\ d_p$, o sea $(d' \leq 0{,}15\ d_p)$.

El término $\left[\rho_p\ f_{pu}\ /\ f'_c + (d\ /\ d_p)\ (\omega - \omega')\ \right]$ de la expresión (18-3), se puede escribir de la siguiente forma: $\left[\rho_p\ f_{pu}\ /\ f'_c + A_s\ f_y\ /\ (b\ d_p\ f'_c\ ) - A'_s\ f_y\ /\ (b\ d_p\ f'_c\ )\ \right]$, que resulta más conveniente en algunos casos, por ejemplo cuando hay ***armadura de tracción no tesa***.

La expresión (18-5) considera los resultados de ensayos realizados sobre elementos con ***cables no adherentes*** y relaciones ***luz/altura*** mayores que ***35*** (losas en una sola dirección, placas planas y losas planas). Ver la referencia 18.7. Estos ensayos indican que la expresión (18-4), utilizada en el pasado para todas las relaciones ***luz/altura***, sobrestimaría el incremento de tensión en dichos elementos. Aunque estos mismos ensayos indican que el momento resistente de estos elementos de poca altura, diseñados por medio de la expresión (18-4), cumple con las exigencias de resistencia para la carga mayorada, este resultado muestra el efecto de los requisitos de este Reglamento para armadura mínima, así como la limitación de la tensión de tracción del hormigón, que con frecuencia controla el valor de la fuerza de pretensado provista.

C 18.8. LÍMITES PARA LA ARMADURA DE LOS ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

C 18.8.1. Los valores límites de la ***deformación neta por tracción*** especificados en los artículos 10.3.3. y 10.34. para las secciones controladas por compresión y por tracción se aplican también a las secciones pretensadas. Estos requisitos reemplazan los límites de armadura máxima especificados en el código ACI 318-99.

El límite de la ***deformación neta por tracción*** para las ***secciones controladas por tracción*** dados en el artículo 10.3.4. también se puede expresar en términos de ω_p como se definía en la edición 1999 del Código ACI 318.

El límite de la deformación neta por tracción de ***0,005*** corresponde a un valor de $\omega_p = 0{,}32\ \beta_1$ para secciones rectangulares pretensadas.

C 18.8.2. Esta prescripción constituye una precaución contra el desarrollo de una ***falla brusca por flexión*** inmediatamente después de la ***fisuración***. Un elemento sometido a flexión, diseñado de acuerdo con las especificaciones de este Reglamento, exige una carga adicional considerable, por encima de la correspondiente a la fisuración, para alcanzar su resistencia a la flexión, de manera que una flecha considerable advertiría que el elemento está alcanzando su resistencia. Si la resistencia a la flexión se alcanzara poco después de la fisuración no se desarrollaría la flecha y no habría advertencia.

C 18.8.3. Este artículo exige colocar armadura adherente cerca de la cara traccionada de los elementos pretensados solicitados a flexión con el propósito de ***controlar la fisuración*** bajo cargas de servicio o cargas mayores.

C 18.9. ARMADURA ADHERENTE MÍNIMA

C 18.9.1. Este artículo especifica que en los ***elementos pretensados con cables no adherentes*** es necesario colocar ***armadura adherente*** con el propósito de asegurar, por un lado, que el elemento al alcanzar su resistencia última, se comporte como un elemento flexionado en lugar de hacerlo como un arco atirantado, y por otro lado, para ***controlar la fisuración*** bajo las cargas de servicio cuando las tensiones de tracción superan el valor del módulo de rotura del hormigón.

La colocación de una ***cantidad mínima de armadura adherente***, tal como se especifica en el artículo 18.9., contribuye a garantizar un comportamiento adecuado del elemento estructural.

Las investigaciones han demostrado que los ***elementos postesados no adherentes***, no tienen gran capacidad para disipar energía bajo ***cargas sísmicas severas***, pues la respuesta del elemento es principalmente elástica. Por esta razón, se debe suponer que los ***elementos estructurales postesados no adherentes***, armados de acuerdo con las prescripciones de este artículo, únicamente soportan cargas verticales y actúan como diafragmas horizontales entre elementos disipadores de energía, bajo la acción de ***cargas sísmicas*** de la magnitud definida en el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II-2005***. Las secciones mínimas de armadura adherente exigidas por las expresiones (18-6) y (18-8) son ***áreas mínimas absolutas*** e ***independientes de la calidad del acero*** o del ***limite de fluencia de diseño***.

C 18.9.2. La especificación con respecto a la ***colocación de una armadura adherente mínima*** en todos los elementos, con excepción de los sistemas de losas planas armadas en dos direcciones, se fundamenta en investigaciones que compararon el comportamiento de vigas postesadas adherentes y no adherentes, (ver la referencia 18.8.).

En base a estas investigaciones también se aconseja aplicar las especificaciones dadas en el artículo 18.9.2. a los sistemas de losas armadas en una dirección.

C 18.9.3. El ***área de armadura adherente mínima***, que se especifica para los sistemas de losas planas armadas en dos direcciones se fundamenta en los informes dados en las referencias 18.3. y 18.9.

Las limitadas investigaciones disponibles sobre ***losas planas armadas en dos direcciones con ábacos*** (ver la referencia 18.10.) indican que el comportamiento de estos sistemas es similar al de las ***placas planas***. En la referencia 18.9. se aclara que el artículo 18.9.3. se debe aplicar a ***sistemas*** **de losas planas armadas en dos direcciones**.

C 18.9.3.1. Para cargas y luces normales, los ensayos de ***placas planas*** resumidos en el informe de la referencia 18.3. y la experiencia acumulada con la utilización del Código ACI 318 en Estados Unidos, indican un comportamiento satisfactorio ***sin armadura adherente*** en las áreas descriptas en el artículo 18.9.3.1.

C 18.9.3.2. En las ***zonas de momento positivo***, en las cuales las ***tensiones de tracción*** están comprendidas entre los valores $\frac{1}{6}\sqrt{f'_c}$ y $\frac{1}{2}\sqrt{f'_c}$, se exige la colocación de un área mínima de armadura adherente, dimensionada de acuerdo con la expresión (18-7). La ***fuerza de tracción*** N_c se debe determinar para las ***cargas de servicio*** sobre la base de una ***sección homogénea no fisurada***.

C 18.9.3.3. Las investigaciones realizadas sobre ***sistemas de losas planas armadas en dos direcciones, postesadas, no adherentes*** y que se describen en las referencias 18.1., 18.3., 18.9. y 18.10., demuestran que la ***armadura adherente*** en las zonas de momento negativo dimensionada en base al ***0,075 %*** del área de la sección transversal de la faja de losa correspondiente a una viga, proporciona una ductilidad suficiente y reduce tanto la separación como las aberturas de las fisuras.

Con el fin de considerar los ***diferentes tramos tributarios adyacentes***, la expresión (18-8) se desarrolla en base al ***pórtico equivalente*** como se define en el artículo y en la Figura 13.7.2.

Para los ***paños de losas rectangulares***, la expresión (18-8) se considera conservativa, al estar basada en la ***mayor sección transversal*** de las dos fajas losa-viga perteneciente a los dos pórticos equivalentes que se intersectan en la columna. Esta situación garantiza que en ambas direcciones se va a colocar el mínimo porcentaje de armadura recomendado por las investigaciones. La ***concentración de esta armadura***, en la parte superior de la losa, directamente sobre la columna e inmediatamente adyacente a ella se considera muy importante.

Las investigaciones también demuestran que en los lugares donde se presentan ***tensiones bajas de tracción para las cargas de servicio***, se obtiene un comportamiento satisfactorio a nivel de las cargas mayoradas, ***sin armadura adherente***. Sin embargo, este Reglamento exige una ***armadura adherente mínima***, independientemente de los niveles de tensiones para la carga de servicio, con el propósito de contribuir a mejorar la ***ductilidad*** y la ***continuidad por flexión***, al igual que para ***limitar el ancho de las fisuras*** y su separación debido a los excesos de cargas, temperatura o contracción.

Las investigaciones realizadas sobre las uniones entre placas planas postesadas y columnas se describen en las referencias 18.11., 18.12., 18.13., 18.14. y 18.15.

C 18.9.4. La ***armadura adherente*** debe estar convenientemente anclada para que desarrolle su capacidad cuando actúa la ***carga mayorada***.

Las prescripciones dadas en el Capítulo 12 garantizan que la ***armadura adherente*** que se exige para la resistencia a flexión bajo las cargas mayoradas, de acuerdo con el artículo 18.7.3., o para las condiciones de tensión de tracción para cargas de servicio, de acuerdo con el artículo 18.9.3.2., se ***ancle de manera adecuada*** con el fin de que se desarrollen las ***fuerzas de tracción*** o de ***compresión***.

Para la ***armadura adherente***, exigida en los artículos 18.9.2. ó 18.9.3.3., pero que no colabora en el desarrollo de la resistencia a flexión de acuerdo con el artículo 18.7.3., se permite utilizar las ***longitudes de anclaje mínimas***.

Las investigaciones presentadas en la referencia 18.10., sobre vigas continuas, demuestran que estas longitudes mínimas brindan un comportamiento adecuado bajo las condiciones de carga de servicio y de cargas mayoradas.

C 18.10. ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS

C 18.10.3. Para las ***estructuras estáticamente indeterminadas***, los momentos debidos a las reacciones inducidas por las fuerzas de pretensado, generalmente denominados ***momentos de segundo orden***, son significativos tanto en los ***estados elásticos*** como en los ***inelásticos*** (ver las referencias 18.16. a 18.18. inclusive).

Las deformaciones elásticas producidas por ***un cable no concordante***, modifican la cantidad de rotación inelástica necesaria para obtener una cierta cantidad de ***redistribución de momentos***.

Por el contrario, para una ***viga*** con una ***capacidad de rotación inelástica dada***, la cantidad en la cual el momento en el apoyo se puede variar, se modifica en una cantidad igual al ***momento secundario*** en el apoyo debido al pretensado. De esta manera, este Reglamento prescribe que los ***momentos secundarios*** se deben incluir al determinar los ***momentos de diseño***.

Para determinar los momentos a utilizar en el diseño, el orden de los cálculos debe ser el siguiente:

a) determinar los momentos debidos a las cargas permanentes y a las sobrecargas,

b) modificarlos sumando algebraicamente los momentos secundarios,

c) redistribuir según el criterio establecido.

Un ***momento secundario positivo en el apoyo***, producido por un cable con la concavidad de su curvatura hacia abajo, obtenido a partir de un perfil concordante, reducirá por lo tanto, los momentos negativos cerca de los apoyos y aumentará los momentos positivos en las zonas cercanas al centro del tramo. Un cable que tiene curvatura con la concavidad hacia arriba, tendrá el efecto contrario.

C 18.10.4. Redistribución de los momentos negativos en elementos pretensados continuos solicitados a flexión

Las especificaciones dadas en el artículo 8.4. para la redistribución de los momentos negativos ***se deben aplicar*** también a los ***elementos pretensados***.

En la referencia 18.16. se desarrolla un estudio comparativo de los resultados de ensayo obtenidos con la versión anterior del artículo 18.10.4. del Código ACI 318-99.

Para que los principios de redistribución de los momentos, establecidos en el artículo 18.10.4., se puedan aplicar a las ***vigas con cables no adherentes***, es necesario que ***tales vigas contengan armadura adherente suficiente*** para asegurar que luego de la ***fisuración***, continuarán actuando como ***vigas*** y ***no como una serie de arcos atirantados***. Para cumplir este requisito se deben aplicar las especificaciones del artículo 18.9.

C 18.11. ELEMENTOS COMPRIMIDOS. COMBINACIÓN DE CARGAS AXIALES Y DE FLEXIÓN

C 18.11.2. Límites de la armadura en elementos pretensados solicitados a compresión.

C 18.11.2.3. La ***armadura mínima especificada*** en el artículo 14.3. para ***tabiques***, no necesita ser aplicada a ***tabiques de hormigón pretensado***, siempre que la función de compresión promedio en el hormigón, debida exclusivamente a la fuerza efectiva de pretensado sea igual o mayor que ***1,5 MPa*** y que se efectúe un análisis estructural completo para demostrar que se verifican la ***resistencia*** y la ***estabilidad*** con cuantías menores de armadura.

C 18.12. SISTEMAS DE LOSAS

C 18.12.1. En los ***sistemas de losas pretensadas*** la utilización del método de análisis del ***pórtico equivalente*** (artículo 13.7.) o de procedimientos de diseño más precisos, es necesario para determinar momentos y esfuerzos de corte, tanto de servicio como mayorados,. El método de análisis del ***pórtico equivalente*** ha demostrado, en ensayos de grandes modelos estructurales, que predice en forma satisfactoria los momentos y esfuerzos de corte mayorados en sistemas de losas pretensadas (ver las referencias 18.11., 18.12., 18.13., 18.20., 18.21 y 18.22.). La mencionada investigación también demuestra que el análisis utilizando secciones prismáticas u otras aproximaciones de la rigidez, puede suministrar resultados erróneos del lado de la inseguridad. El ***artículo 13.7.7.4. no se deber aplicar a los sistemas de losas pretensadas***, puesto que se refiere a losas armadas calculadas según el ***método de diseño directo*** y porque la ***redistribución de momentos para losas pretensadas se especifica en el artículo 18.10.4.*** De igual forma el ***artículo 13.7.7.5. no se debe aplicar a sistemas de losas pretensadas***, porque la ***distribución de momentos entre fajas de columna*** y ***fajas intermedias***, especificada en el mencionado artículo, se basa en ensayos de ***losas de hormigón armado***. Los métodos simplificados que utilizan coeficientes promedio, no se deben aplicar a sistemas de losas de hormigón pretensado.

C 18.12.2. Los resultados de los ensayos que se describen en las referencias 18.11., 18.12., 18.13., 18.20., 18.21. y 18.22. indican que el momento resistente y la resistencia al corte de las losas pretensadas, es controlada por la ***resistencia total*** del ***acero de pretensado*** y por la cantidad y ubicación de la armadura no tesa, más que por la distribución de los cables.

C 18.12.3. En las ***losas planas pretensadas continuas***, con más de dos tramos en cada dirección, la ***relación luz/espesor*** generalmente no debe exceder de ***42*** para entrepisos y de ***48*** para cubiertas. Estos límites se pueden incrementar a ***48*** y ***52*** respectivamente, cuando los cálculos demuestren que la flecha, la contraflecha, y la frecuencia y amplitud de las vibraciones tanto a corto como a largo plazo, no son objetables.

La flecha y la contraflecha a corto y a largo plazo, se deben determinar y verificar en relación con los requisitos de comportamiento en servicio establecidos en función del uso específico de la estructura.

La ***longitud máxima de una losa*** entre ***juntas de construcción***, se limita generalmente a ***30*** ó ***45 m*** a fin de minimizar el efecto del acortamiento de la losa y evitar pérdidas excesivas de pretensado debidas a la fricción.

C 18.12.4. Este artículo proporciona una guía específica con respecto a la ***distribución de los cables*** permitiéndose la utilización de distribuciones de cables en una sola dirección dispuestos en bandas. Este método de distribución de cables brinda un comportamiento satisfactorio según lo han demostrado las investigaciones realizadas.

C 18.12.5. Los medios adecuados para evitar o controlar la fisuración que pueden originar la presencia de aberturas en las losas incluyen:

- la adopción de radio de curvatura del cable suficientemente grande,
- la adopción de una separación adecuada de los cables con respecto a las esquinas de las aberturas,
- la prolongación de los cables rectos más allá de las esquinas de las aberturas,
- la colocación de armadura con forma de horquilla para transferir las fuerzas laterales al hormigón circundante.

Para el caso de aberturas de mayor tamaño, cuando resulte necesario terminar algunos cables para "inhibición de las fisuras" que se ilustra en la Figura C 18.12.5.a), antes que la opción b) que se utiliza para mejorar la fisuración.

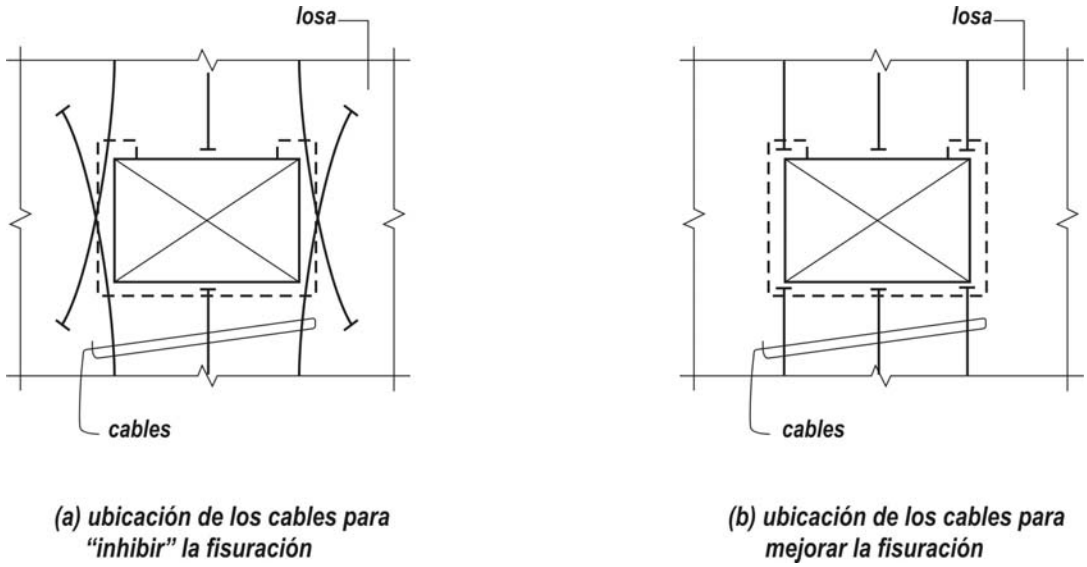


Figura 18.12.5.a) y b) Ubicación de los cables en presencia de aberturas en las losas.

En algunos casos puede ser necesario aislar pequeñas secciones de losas adyacentes a las aberturas mediante juntas de losa, como se ilustra en la Figura C 18.12.5. c).

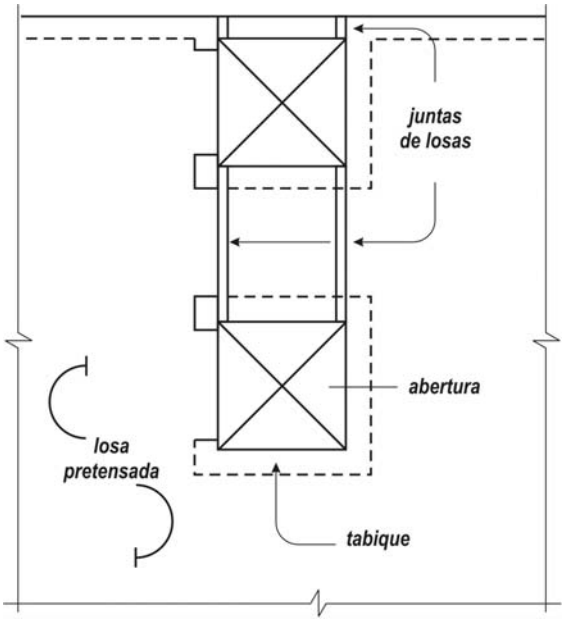


Figura C 18.12.5. c). Aislación de pequeñas secciones de losa, adyacentes a las aberturas, mediante la construcción de juntas de losa.

Las secciones de losa aisladas se deben armar con armadura adherente convencional.

Para ***grandes aberturas*** se debe siempre armar la parte superior e inferior de la abertura de losa con barras diagonales para el control de la fisuración que se inicia en las esquinas de las aberturas.

En algunos casos es necesario colocar además, ***armadura estructural adicional*** alrededor del perímetro de la losa para distribuir algunas cargas aplicadas en la abertura de la losa.

Las ***cargas en las aberturas*** se pueden normalmente distribuir mediante la disposición de cables y armadura adherente adicional alrededor del perímetro.

Sin embargo existen algunas situaciones en las que se hace necesario disponer vigas adicionales para dirigir las cargas a los perímetros de las aberturas y realizar un análisis estructural para determinar cuáles de esas cargas pueden ser absorbidas por la utilización de cables y armadura adherente adicional y cuáles necesitan la presencia de una viga.

Con el fin de minimizar los efectos de las aberturas sobre la capacidad para absorber corte de las losas, en su unión con los tabiques o columnas, se recomienda ***ubicar las aberturas en la mitad de los tramos de las losas armadas en una dirección***, o de las ***placas planas armadas en dos direcciones***.

Cuando las aberturas estén ubicadas en aquellos lugares donde pueden reducir la capacidad al corte de la losa, es esencial realizar un análisis más detallado de la capacidad de la configuración estructural real de la losa.

C 18.13. ZONAS DE ANCLAJE DE LOS CABLES POSTESADOS

El contenido de este artículo fue completamente revisado en la edición 1999 del Código ACI 318 con el fin de compatibilizarlo con el contenido de la publicación de la referencia 18.23. y con las recomendaciones de la referencia 18.24. referidas a puentes, documentos que se deben consultar hasta tanto no se redacte el conjunto ***Reglamentario CIRSOC e INPRES-CIRSOC*** específico para Estructuras de Puentes de Hormigón.

En la edición 1999 y 2002 del Código ACI 318, se ha revisado el texto de este artículo con el fin de hacerlo, en general, compatible con las especificaciones detalladas para las ***zonas de anclaje de postesado*** de la referencia 18.23.

En el artículo 18.15.1 del Código ACI 318-02 se hace mención a que el diseño de las zonas de anclaje para cables multicordón debe cumplir con ciertas especificaciones establecidas en el documento AASHTO "Standard Specification for Highway Bridges" .

Para facilitar la aplicación de este artículo se ha decidido traducir dichas especificaciones e incorporarlas como parte del texto reglamentario. Ver además los comentarios al artículo 18.13.2.

C 18.13.1. Zona de anclaje

En base al principio de Saint Venant, la ***extensión de la zona de anclaje*** se puede estimar, en forma aproximada, como ***igual a la mayor dimensión de la sección transversal***. Las zonas de anclaje local y general se definen e ilustran en la Figura 18.13.1.a).

Cuando los ***dispositivos de anclaje***, ubicados lejos del extremo del elemento (dispositivos intermedios), se tesan, se originan grandes tensiones de tracción localizadas detrás y adelante del dispositivo.

Estas tensiones de tracción son inducidas por la incompatibilidad de las deformaciones entre la parte anterior y posterior del dispositivo de anclaje, que se identifican en la Figura 18.13.1. b) como el área sombreada, la que debe ser considerada en forma completa.

C 18.13.2. Zonal local

La ***zona local*** debe resistir las muy elevadas tensiones locales, introducidas 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 por su armadura de confinamiento, y menos por la geometría y la carga de toda la estructura.

Algunas veces el diseño de la ***zona local*** no se puede completar hasta tanto no se define el tipo específico de dispositivo de anclaje que se va a utilizar.

Cuando se utilicen ***dispositivos de anclaje especiales***, el proveedor deberá suministrar toda la información de los ensayos que demuestren que el dispositivo verifica las exigencias del artículo 18.15.1.5. como así también toda otra información sobre las condiciones de instalación y utilización del dispositivo.

Las principales consideraciones para el ***diseño de la zonal local*** se refieren a los efectos de las elevadas presiones sobre la ***placa de asiento,*** y a la ***capacidad de la armadura de confinamiento*** de incrementar la capacidad del hormigón para resistir las tensiones provenientes de dicha placa.

La ***fuerza de pretensado mayorada*** P_{pu} es el producto del ***factor de carga*** (igual a 1,2 de acuerdo con el artículo 9.2.5.) y la ***fuerza de pretensado máxima admisible***.

A partir de las especificaciones dadas en el artículo 18.5.1. es habitual sobretesar hasta un valor igual a $0{,}94\ f_{py}$ pero no mayor que $0{,}80\ f_{pu}$, lo que se permite sólo por períodos cortos de tiempo.

$$P_{pu} = (1{,}2)\ (0{,}80)\ f_{pu}\ A_{ps} = 0{,}96\ f_{pu}\ A_{ps}$$

C 18.13.3. Zona general

Dentro de la ***zona general***, ***no es válida*** la hipótesis habitual de la teoría de vigas con respecto a que las secciones planas, permanecen planas.

El diseño debe contemplar todas las áreas de ***tensiones de tracción*** que pueden ser originadas por el ***dispositivo de anclaje***, incluyendo el desgarramiento (hendimiento), el descascaramiento y las fuerzas de tracción en el borde longitudinal, como se muestra en la Figura 18.13.1. c).

También se deben verificar las ***tensiones de compresión*** que se producen inmediatamente delante del anclaje (como se muestra en la Figura 18.13.1. b).

También se deben verificar las ***tensiones de compresión*** que se producen en el área inmediatamente por delante de la ***zona local***, como se muestra en la Figura 18.13.1.b).

Algunas veces no se puede determinar la armadura necesaria hasta tanto no se definan, en la etapa de ejecución de los planos constructivos, el tipo de cable y anclaje específico que se va a utilizar.

Las responsabilidades inherentes al diseño y a la aprobación se deben establecer en forma clara tanto en los planos como en las especificaciones técnicas.

Los ***cambios bruscos*** de sección pueden originar una importante desviación en la trayectoria de las fuerzas, lo que puede incrementar las ***fuerzas de tracción***, como se indica en la Figura 18.13.3.

C 18.13.4. Resistencias nominales de los materiales

Dado que el diseño de las ***zonas de anclaje*** está basado en un enfoque de resistencia, se deben esperar algunas deformaciones inelásticas del hormigón, situación que se refleja en el bajo valor de la resistencia nominal de compresión del ***hormigón sin confinar***.

Para el ***hormigón bien confinado*** se puede incrementar la resistencia efectiva del hormigón (ver la referencia 18.24.).

El ***valor nominal*** de la resistencia a tracción del ***acero de pretensado adherente*** está limitado al valor del límite de fluencia del acero de pretensado, dado que la expresión (18-3) puede no ser aplicable en condiciones ***sin flexión***.

El valor dado para el ***acero de pretensado no adherente*** se fundamente en los valores del artículo 18.7.2.b) y c) pero está, en cierta forma, limitado para estas aplicaciones sin flexión en una zona de pequeña longitud.

Los resultados de ensayos, descriptos en la referencia 18.26., indican que la tensión de compresión introducida por el pretensado auxiliar, aplicado en forma perpendicular al eje de los cables principales, es efectiva para incrementar la capacidad de la zona de anclajes.

La inclusión del factor λ para hormigones livianos (que serán objeto de un **Reglamento CIRSOC** específico) demuestra su ***baja resistencia a la tracción***, lo que constituye un factor indirecto para la limitación de las tensiones de compresión, al igual que la alta dispersión y fragilidad exhibida en las zonas de anclaje, en los ensayos realizados con algunos tipos de hormigones livianos.

El Proyectista o Diseñador Estructural debe especificar en los planos y especificaciones de la obra la ***resistencia del hormigón en el momento de aplicar el tesado***.

Con el fin de limitar la ***fisuración temprana*** por ***contracción***, los cables monocordón son, algunas veces, tesados con resistencias del hormigón menores que ***20 MPa***, ya sea utilizando anclajes monocordón sobredimensionados, o tesando en etapas de ***1/3*** a ***1/2*** de los valores finales de la fuerza total en el cable.

C 18.13.5. Métodos de diseño

La lista de los ***métodos de diseño*** indicados en el artículo 18.13.5.1. incluye aquellos procedimientos para los cuales se han dado lineamientos relativamente específicos en las referencias 18.23. y 18.24. Estos procedimientos han demostrado ser conservativos en la predicción de la resistencia cuando se los compara con los resultados de ensayos (ver la referencia 18.24.).

La utilización de los ***modelos de bielas*** es especialmente útil para diseñar la ***zona general de anclaje*** (ver la referencia 18.24.).

En muchas aplicaciones de anclajes, donde una substancial masa de hormigón rodea a los anclajes, se pueden utilizar expresiones ***simplificadas excepto en los casos indicados en el artículo 18.13.5.2.***

En muchos casos, se pueden utilizar las expresiones simplificadas, basadas en las referencias 18.23. y 18.24.

Los valores para la magnitud de la fuerza de desgarramiento (hendimiento o estallamiento), $T_{desg.}$, y para la distancia de su baricentro a la mayor superficie de apoyo del anclaje, $d_{desg.}$, se pueden estimar mediante las expresiones (18-1) y 18-2) respectivamente.

Los términos de las expresiones (18-1) y (18-2) se indican en la Figura 18.13.5. para una fuerza de pretensado con pequeña excentricidad.

Cuando exista más de un cable, en la aplicación de las expresiones (C 18-1) y (C 18-2) se debe considerar la secuencia de tesado especificada.

$$T_{desg.} = 0{,}25 \sum P_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h}\right) \qquad \textbf{(C 18-1)}$$

$$d_{desg.} = 0{,}5 \ (h - 2 \ e_{anc}) \qquad \textbf{(C 18-2)}$$

siendo:

ΣP_{pu} la ***sumatoria de las fuerzas*** P_{pu} , para la secuencia de los cordones individuales, en N.

h_{anc} la ***altura del dispositivo de anclaje*** o de un ***grupo de dispositivos*** poco separados en la dirección considerada, en mm.

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

h la ***altura de la sección transversal*** en la dirección considerada, en mm.

Los ***dispositivos de anclaje*** se consideran ***poco separados***, si la distancia entre sus centros no excede de ***1,5 veces*** el ***ancho del dispositivo de anclaje*** en la dirección considerada.

La ***fuerza de desgarramiento*** (hendimiento) para los cables en los cuales el baricentro está ubicado dentro del núcleo central de la sección, se puede estimar en un ***2 %*** de la fuerza del pretensado total mayorado, excepto para el caso de los dispositivos de ***anclaje múltiples*** con una separación entre centros mayor que ***0,4 veces*** la ***altura de la sección***.

Para ***separaciones mayores*** o para los casos en que los baricentros de los ***cables*** se ubiquen fuera del núcleo, se requiere un análisis detallado.

En forma adicional, para el ***postesado de secciones delgadas, secciones con alas, secciones irregulares***, o cuando los ***cables*** presentan una ***curvatura apreciable*** dentro de la ***zona general de anclaje***, se exigen procedimientos más generales como los dados en la referencia 18.23. (artículos 9.21.4. y 9.21.5.).

En la referencia 18.23. (artículo 9.21.3.4.) también se presentan recomendaciones detalladas sobre los principios generales que se deben aplicar para todos los métodos de diseño.

C 18.13.5.3. La ***secuencia de tesado*** de los ***dispositivos de anclaje*** puede tener un efecto significativo sobre las tensiones de la ***zona general***. Por lo tanto es importante considerar no solo la etapa final de la secuencia de tesado, con todos los cables ya tesados, sino también las etapas intermedias durante la construcción. Se deben considerar las ***fuerzas de desgarramiento*** o hendimiento más críticas producidas tanto por cada una de las combinaciones de postesado aplicadas en forma secuencial, como por el grupo total de cables.

C 18.13.5.4. Las disposiciones con respecto a los efectos tridimensionales se incluyeron con el propósito de alertar al Proyectista o Diseñador Estructural acerca de los efectos perpendiculares al plano principal del elemento, tales como el ***desgarramiento*** (hendimiento) ***en la dirección delgada de las almas o losas***. En muchos casos estos efectos se pueden determinar en forma independiente para cada dirección, pero algunas aplicaciones requieren un análisis tridimensional completo (por ejemplo en los diafragmas para el anclaje de los cables exteriores).

C 18.13.5.5. Cuando los ***dispositivos de anclaje*** se ubican lejos del extremo del elemento (anclajes intermedios), las ***tensiones locales de tracción*** se generan detrás de dichos dispositivos (ver la Figura 18.13.1. b), debido a las exigencia de compatibilidad entre las deformaciones que se producen atrás y adelante del dispositivo de anclaje.

Para limitar la extensión de la ***fisuración*** detrás del dispositivo de anclaje, se exige colocar una ***armadura adherente*** (no tesa) hacia atrás, en la zona inmediata que circunda al anclaje.

La prescripción del valor $0{,}35\ P_{pu}$ se obtuvo considerando que el ***25 %*** de la fuerza del pretensado sin mayorar, es resistida por la armadura trabajando a un valor de $0{,}6\ f_y$.

C 18.14. DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA MONOCORDONES O CABLES DE UNA ÚNICA BARRA DE 16 MM DE DIÁMETRO

C 18.14.2. Diseño de la zona general de anclaje para los cables de losas

Las prescripciones de ***armadura mínima para los cables monocordones*** se fundamentan en las recomendaciones dadas en la referencia 18.25. en la que se pueden consultar detalles típicos.

Las ***barras horizontales paralelas al borde***, exigidas en el artículo 18.14.2.2., ***deben ser continuas donde sea posible***.

Los ensayos realizados en Estados Unidos, sobre los que se basan las recomendaciones de la referencia 18.24., se limitaron a ***dispositivos de anclaje*** para cordones de ***12,7 mm***, de ***1900 MPa***, (grado 270) no adherentes en hormigón de densidad normal.

Para dispositivos de anclaje de cordones mayores que 12,7 mm y para losas de hormigón liviano, la referencia 18.25. recomienda que la cantidad y separación de la armadura se

ajuste en forma conservadora para proveer una fuerza de anclaje mayor y menores tensiones de desgarramiento o hendimiento en los hormigones livianos (ver la referencia 18.25.).

Tanto la referencia 18.24. como la 18.25 recomiendan la ***colocación de armadura en forma de horquillas*** para los anclajes ubicados dentro de los ***300 mm*** de las esquinas de las losas, con el fin de absorber los esfuerzos de tracción. La expresión "***delante del***" utilizada en el artículo 18.14.2.3. tiene el significado indicado en la Figura 18.13.1.

En aquellos casos en los que utilicen ***dispositivos de anclaje*** para multicordones en losas, se debe aplicar el artículo 18.15.

La ***armadura de desgarramiento*** o hendimiento, perpendicular al plano de la losa, requerida por el artículo 18.14.2.3. para grupos de cables con poca separación, también se debe suministrar en el caso de cables más separados, cuando se determine que la falla de un dispositivo de anclaje puede causar más que un daño local.

C 18.14.3. Diseño de la zona general de anclaje para grupos de cables monocordón en vigas principales y secundarias

A menudo, en las ***vigas principales y secundarias*** se utilizan ***grupos de cables monocordón*** con dispositivos de anclaje individuales.

Los ***dispositivos de anclaje*** se pueden considerar ***"poco separados"*** si su separación, medida entre los centros, no excede de ***1,5 veces*** el ancho del dispositivo de anclaje en la dirección considerada.

Cuando una ***viga principal*** o ***secundaria*** tiene un ***dispositivo único***, o un ***grupo único de dispositivos de anclaje "poco separados"*** se podrán utilizar expresiones simplificadas, como las que se indican en el Comentario al artículo 18.3.5., a menos que se deba aplicar el artículo 18.13.5.2.

Las condiciones más complejas se pueden diseñar utilizando los modelos de bielas. En las referencias 18.25. y 18.26. y en el artículo C 18.13.5. se desarrollan recomendaciones detalladas para utilizar este tipo de modelos.

C 18.15. DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES MULTICORDÓN

C 18.15.1. Diseño de la zona local

En el artículo 18.15.1. del Código ACI 318-02 se hace mención a que el diseño de las zonas de anclaje para cables multicordón debe cumplir con ciertas especificaciones establecidas en documentos internacionales de reconocido prestigio.

Para facilitar la aplicación de este artículo se ha decidido traducir dichas especificaciones e incorporarlas como parte del texto reglamentario. Ver además los comentarios al artículos 18.13.2.

C 18.15.2. Utilización de los dispositivos especiales de anclaje

La ***armadura superficial*** es la armadura que se coloca cerca de las superficies exteriores en la ***zona de anclaje,*** con el propósito de limitar la abertura y separación de las fisuras.

La ***armadura*** que se utilice en la ***zona general de anclaje*** para absorber otras acciones (tales como la flexión, el corte, la contracción, la temperatura y similares) se puede utilizar para verificar los requisitos de la armadura superficial suplementaria.

La determinación de la ***armadura superficial suplementaria*** depende del tipo de dispositivo de anclaje utilizado y por lo general no se puede determinar hasta la etapa de definición de los planos de obra.

C 18.16. PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DE LOS CORDONES NO ADHERENTES

C 18.16.1. Los materiales adecuados para la ***protección contra la corrosión del acero de pretensado*** deben tener las propiedades descriptas en la norma IRAM 5170, así como otras normas IRAM con el mismo objetivo. Además se recomienda consultar el artículo 5.1. de la referencia 18.26.

C 18.16.2. En general, el encapsulado del acero de pretensado no adherente debe ser estanco, continuo, de polietileno de alta densidad, obtenido por extrucción directa sobre el acero de pretensado recubierto con la protección contra la corrosión.

C 18.16.4. A partir de la edición 1989, el Código ACI 318 incorporó los requerimientos de ***protección contra la corrosión*** para los ***cables monocordón no adherentes***, especificados en la publicación de la referencia 18.26., que a partir de la edición 2002 se ha transformado en un documento ACI con igual titulo e igual número de referencia. Hasta tanto el ***CIRSOC*** redacte un documento específico sobre ***"Protección integral de sistemas de pretensado con cables monocordón no adherentes"*** se recomienda utilizar las prescripciones de la referencia 18.26.

C 18.17. VAINAS PARA POSTESADO

La ***inyección*** tiene por objeto ***proteger*** el acero tesado contra la corrosión y asegurar la adherencia entre los elementos tensores y el hormigón.

La correcta *inyección de las vainas* que alojan los cables, constituidos por alambres, cordones o barras, de un elemento de ***hormigón postesado***, es una tarea de fundamental importancia para asegurar la durabilidad de la estructura.

Por lo tanto, la inyección de las vainas y los requisitos para la mezcla de inyección deben ser controlados por un Profesional Responsable.

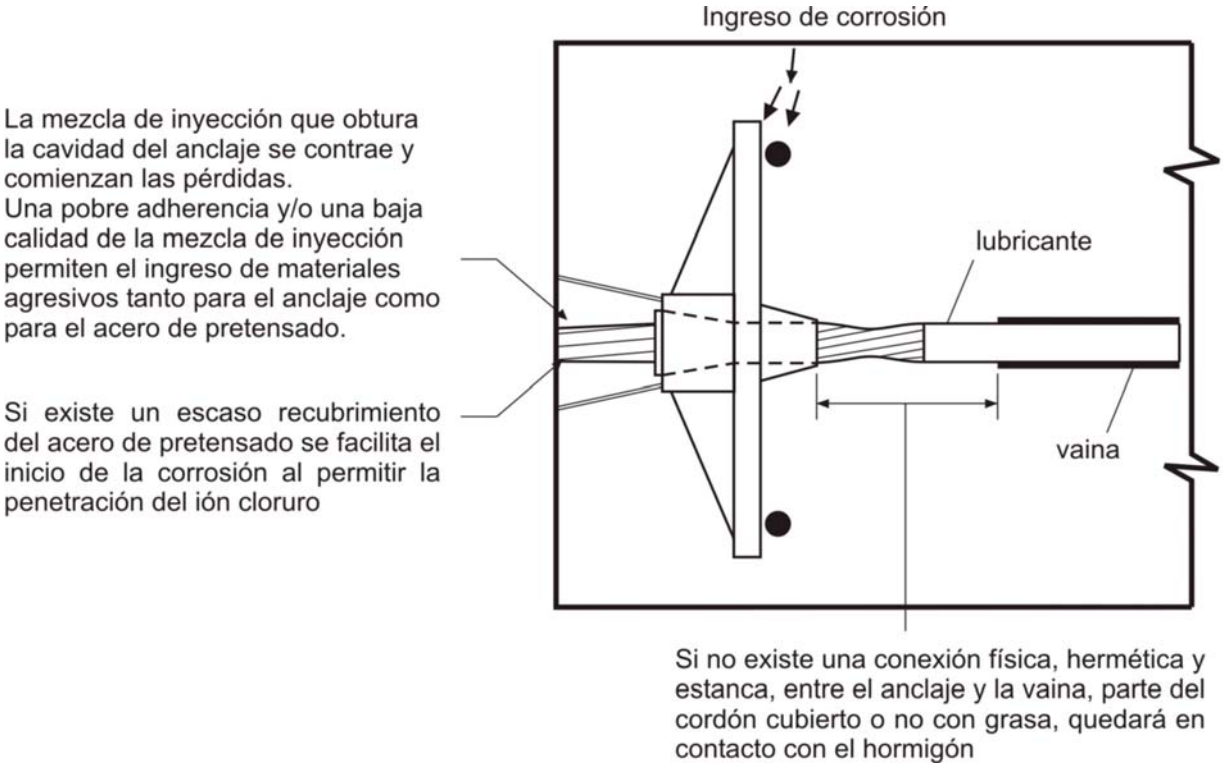


Figura C 18.16.4. Defectos potenciales en la protección contra la corrosión en el anclaje activo de un cable monocordón no adherente.

C 18.17.4. Antes de la inyección, se deben controlar las vainas para garantizar el ***libre pasaje de la mezcla***. Previamente a las operaciones de inyección se deben limpiar las vainas con agua a presión. Concluida esta tarea se debe eliminar el agua sobrante de las vainas con aire comprimido, salvo que el sistema empleado recomiende otro método, ya que para la eliminación total del agua, en general no son suficientes los drenes inferiores de las vainas. El ***agua de lavado*** debe responder a lo indicado en el Capítulo 23.

Cuando se deban interrumpir la tarea de inyección sin haber completado el llenado de una vaina, se debe proceder a ***eliminar la pasta*** mediante chorros de agua a presión.

En los ***canales sin vaina*** se debe introducir agua para humedecer el hormigón antes de la inyección de la pasta, para que el hormigón no absorba demasiada agua de la mezcla de inyección. El agua sobrante, luego del humedecimiento, se debe eliminar por medio de aire comprimido.

La presencia de agua en las vainas puede originar, al congelarse, roturas en el hormigón que las rodea. Cuando están presentes los cordones se debe evitar también la acumulación de agua en las vainas.

Cuando se prevea que el acero de pretensado va a estar expuesto a prolongados períodos de humedad en las vainas, antes de la inyección de la mezcla, se debe utilizar un inhibidor contra la corrosión con el fin de suministrar una protección temporaria, el que no deberá afectar la adherencia con la mezcla de inyección.

C 18.18. INYECCIÓN DE LECHADA DE CEMENTO EN VAINAS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN POSTESADO CON CABLES ADHERENTES

Las propiedades de la mezcla de inyección y los procedimientos utilizados para su inyección son críticos en las construcciones postesadas (ver las referencias 18.28. y 18.29.).

C 18.20. APLICACIÓN Y MEDICIÓN DE LA FUERZA DE TESADO

C 18.20.1. Las mediciones de los ***alargamientos en los elementos pretensados*** se pueden realizar de acuerdo con los procedimientos indicados en la referencia 18.30.

El artículo 18.18.1. fue revisado a partir de la edición 1989 del Código ACI 318, con el fin de permitir un ***7 %*** de tolerancia en la ***fuerza del acero de pretensado*** en las ***estructuras postensadas***, determinada por mediciones de presión y alargamiento (elongación).

Las mediciones del ***alargamiento*** para una ***estructura postesada*** son afectadas por varios factores que en el caso de los elementos pretensados son menos significativos o no existen.

La ***fricción*** a lo largo del ***acero de pretensado*** en las ***aplicaciones postesadas***, se puede ver afectada en distintos grados por las tolerancias de ubicación y por pequeñas irregularidades en el trazado del cable debido a la colocación del hormigón.

Los ***coeficientes de fricción*** entre el acero de pretensado y la vaina también están sujetos a variaciones.

El valor del ***5 %*** de tolerancia fue incorporado al Código ACI 318 a partir de 1963, siguiendo las recomendaciones de la referencia 18.3., a partir de la experiencia realizada con la producción de elementos de hormigón pretensado, en los cuales habitualmente los cables son tesados en el aire con efectos mínimos de fricción. Por esta razón se continúa conservando la tolerancia del ***5 %*** .

C 18.20.4. ***Esta disposición se aplica a todos los elementos de hormigón pretensado***. Para sistemas de ***losas postesadas en la obra***, un "***elemento***" se define como aquella parte que se considera una unidad a los fines del diseño, tal como las nervaduras y el ancho efectivo de la losa, en los sistemas de losas nervuradas en una dirección, o la faja de columna o la faja intermedia en los sistemas de placas planas en dos direcciones.

18.21. DISPOSITIVOS DE ANCLAJES Y ACOPLAMIENTO PARA POSTESADO

C18.21.1. A partir de la edición 1989 del Código ACI 318 la resistencia requerida para los conjuntos (ensambles) ***anclaje-cable*** y ***acoplamiento-cable, tanto para cables adherentes como no adherentes,*** cuando se los ensaya en el estado sin adherencia, se basa en un ***95 %*** de la resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado en el ensayo. El material que constituye el acero de pretensado debe verificar las características mínimas que se fijan en el Capítulo 3 de este Reglamento.

La resistencia especificada para los anclajes y los dispositivos de acoplamiento, siempre supera por un amplio margen el valor de la máxima resistencia de diseño establecida para el acero de pretensado, y al mismo tiempo, reconoce los efectos del aumento de las tensiones asociadas con la mayoría de los anclajes y dispositivos de acoplamiento para postesado disponibles.

La resistencia de los anclajes y de los acoplamientos se debe alcanzar con una deformación permanente mínima, y con un ajuste sucesivo, admitiendo que alguna deformación y algún ajuste ocurrirá en el ensayo a rotura.

Los conjuntos o ensambles para cables se deben ajustar a los requisitos del ***2 %*** de alargamiento especificado en la referencia 18.31. y en las recomendaciones de la industria (ver la referencia 18.14.).

Los ***anclajes*** y ***acoplamientos*** para ***cables adherentes***, que desarrollen menos del ***100 %*** de la resistencia a la tracción especificada del ***acero de pretensado***, sólo se deben utilizar cuando la longitud de adherencia en la trasferencia, entre los anclajes o acoplamientos y las secciones críticas, iguale o supere el valor de la longitud necesaria para desarrollar la resistencia del acero de pretensado.

Esta ***longitud de adherencia*** se puede determinar a partir de los resultados de los ensayos de las características de adherencia de los cordones de pretensado no traccionados (ver la referencia 18.32.) o mediante ensayos de adherencia de otros materiales para acero de pretensado, de acuerdo con lo que resulte más apropiado.

C 18.21.3. Para la evaluación de la ***carga de fatiga en los anclajes*** y en los acoplamientos se recomienda consultar la referencia 18.30.

Para consultar especificaciones detalladas sobre ensayos bajo condiciones de carga estática y cíclica de los cables y de las conexiones de los anclajes en cables no adherentes, se recomienda el artículo 4.1.3. de la referencia 18.29. y el artículo 15.2.2. de la referencia 18.31.

C 18.21.4. Hasta tanto se redacte el documento CIRSOC específico, se recomienda consultar las especificaciones sobre los métodos de protección contra la corrosión que figuran en los artículos 4.2. y 4.3. de la referencia 18.9. y los artículos 3.4., 3.6., 5, 6 y 8.3. de la referencia 18.26.

C 18.22. POSTESADO EXTERNO

La ***fijación exterior de los cables*** constituye un método versátil para proporcionar una resistencia adicional o mejorar el comportamiento en servicio, o ambos a la vez, en estructuras existentes, siendo un método adecuado además para reparar o rehabilitar estructuras permitiendo una gran variedad de disposiciones de los cables.

En la referencia 18.34. se puede encontrar información adicional sobre el postesado externo.

C 18.22.3. Los ***cables exteriores*** se fijan a menudo al elemento de hormigón en varios puntos o posiciones entre los anclajes (tales como, en el centro de la luz, en los cuartos o en los tercios) para lograr efectos de ***balanceo de las cargas***, el alineamiento de los cables o para solucionar los problemas de vibración de los mismos. Además se deben considerar los efectos producidos por el cambio de trazado del cable en relación con el baricentro del hormigón, a medida que el elemento se deforma bajo la acción del pretensado y de las cargas aplicadas.

C 18.22.4. Una ***protección permanente contra la corrosión*** se puede lograr por diversos métodos, debiendo seleccionarse aquella protección que resulte adecuada al medio ambiente en el que estarán ubicados los cables.

Algunas condiciones requerirán que el ***acero de pretensado*** esté protegido por un ***recubrimiento de hormigón*** o por una pasta de cemento en una vaina de polietileno o metal. Otras condiciones permitirán la protección mediante recubrimientos superficiales como engrasado o pintado.

Los métodos de ***protección contra la corrosión*** deben cumplir los ***requisitos de protección contra el fuego*** que se prescriben en los reglamentos específicos o en códigos de edificación que rigen en el lugar de emplazamiento de la obra, a menos que la instalación del ***postesado externo*** se realice únicamente para mejorar el comportamiento en servicio.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 19.

CÁSCARAS Y PLACAS PLEGADAS

C 19.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

C 19.1. CAMPO DE VALIDEZ Y DEFINICIONES

El Capítulo 19 y sus Comentarios brindan información sobre el ***diseño, análisis y construcción de cáscaras delgadas y placas plegadas de hormigón,*** reconociendo como primer antecedente la publicación en el año 1964 de una guía práctica y comentarios por parte el Comité ACI 334 (ver la referencia 19.1.) para continuar con la inclusión del Capítulo 19 en el Código ACI 318-71.

La revisión del documento ACI 334 R.41 en el año 1982 reflejó las nuevas experiencias en el diseño, análisis y construcción de estas estructuras, obtenidas a partir de las publicaciones que se detallaron en el primer párrafo, a las cuales se debe sumar la influencia de la *publicación* ***"Recommendations for Reinforced Concrete Shells and Folded Plates" de la International Association for Shell and Spatial Structures (IASS)*** publicada en 1979 (ver la referencia 19.2.).

Dado que el Capítulo 19 se aplica a ***cáscaras delgadas y placas plegadas de hormigón de todas las formas***, no es posible contemplar y desarrollar en los Comentarios todos los aspectos relativos a su diseño, análisis y construcción, razón por la cual se aconseja consultar la bibliografía internacional que acompaña a este Capítulo, la que no forma parte oficial de este Reglamento, siendo el Proyectista o Diseñador Estructural el único responsable de su interpretación y utilización.

Para garantizar el correcto comportamiento de las ***cáscaras y placas plegadas*** se requiere prestar una ***especial atención a los detalles de la armadura*** (ver la referencia 19.3.).

C 19.1.1. En las referencias 19.4. y 19.5. se puede encontrar un análisis sobre la utilización en Estados Unidos de cáscaras delgadas en estructuras especiales tales como torres de enfriamiento y tanques circulares de hormigón pretensado.

C 19.1.3. **Cáscaras delgadas**

Los tipos más comunes de cáscaras delgadas son:

- **domos** (superficies de revolución; referencias 19.6. y 19.7.);
- **cáscaras cilíndricas** (referencia 19.7.);
- **bóvedas cilíndricas** (referencia 19.8.);
- **conoides** (referencia 19.8.);
- **paraboloides elípticos** (referencia 19.8.);
- **paraboloides hiperbólicos** (referencia 19.9.);
- **bóvedas de aristas** (referencia 19.9.).

En estas referencias se puede encontrar considerable información sobre la experiencia norteamericana y europea, obtenida en el diseño, análisis y construcción de estos tipos de cáscaras, no existiendo igual volumen de información con respecto a otros tipos de cáscaras de formas diversas, incluyendo las de formas libres.

C 19.1.4. Placas plegadas

Las placas plegadas pueden ser ***prismáticas*** (ver las referencias 19.6. y 19.7.), ***no prismáticas*** (ver la referencia 19.7.) o ***poliédricas*** (facetadas).

Los primeros dos tipos de placas consisten en general, en ***placas planas delgadas*** unidas a lo largo de sus bordes longitudinales para formar estructuras similares a vigas, que cubren grandes luces entre apoyos. Las ***placas plegadas poliédricas o facetadas*** consisten en placas planas delgadas triangulares y/o poligonales, unidas a lo largo de sus bordes para formar estructuras espaciales tridimensionales.

C 19.1.5. Cáscaras nervuradas

Las ***cáscaras nervuradas*** (ver las referencias 19.8. y 19.9.) se han utilizado en general para cubrir grandes luces, donde el aumento del espesor de la lámina curva puede resultar antieconómico y excesivo. Este tipo de cáscaras también se ha utilizado en Estados Unidos para aprovechar las técnicas de construcción disponibles y para mejorar el aspecto estético de la estructura terminada.

C 19.1.6. Elementos auxiliares

La mayoría de las ***cáscaras delgadas*** demandan la colocación de ***nervaduras*** de refuerzo o ***vigas de borde*** en sus límites para:

- soportar los esfuerzos de contorno de la cáscara,
- ayudar a transmitir los esfuerzos de la estructura de apoyo,
- poder ubicar la armadura incrementada en esos lugares.

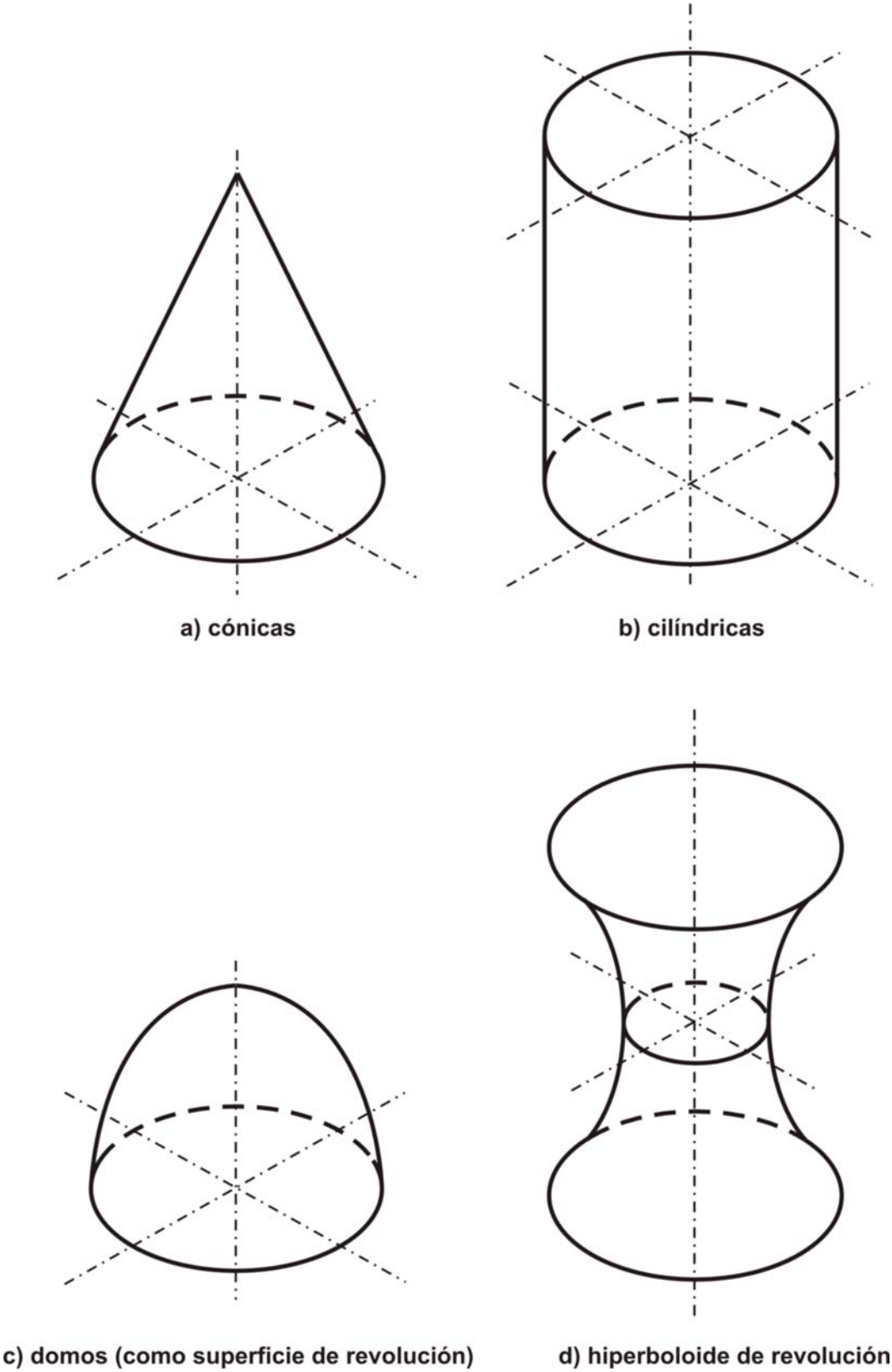
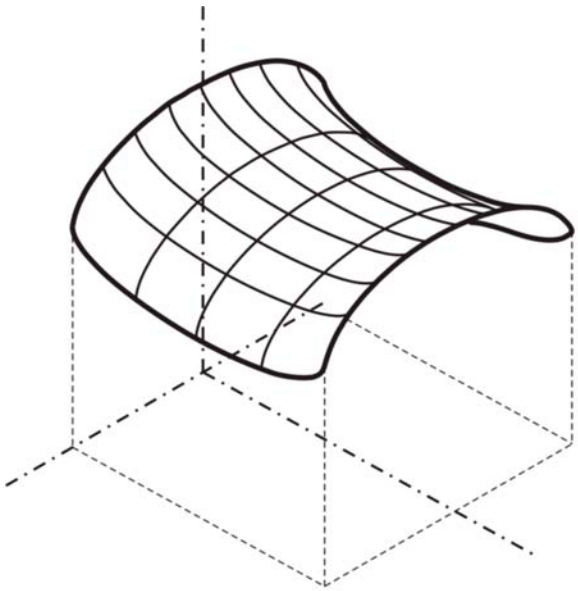
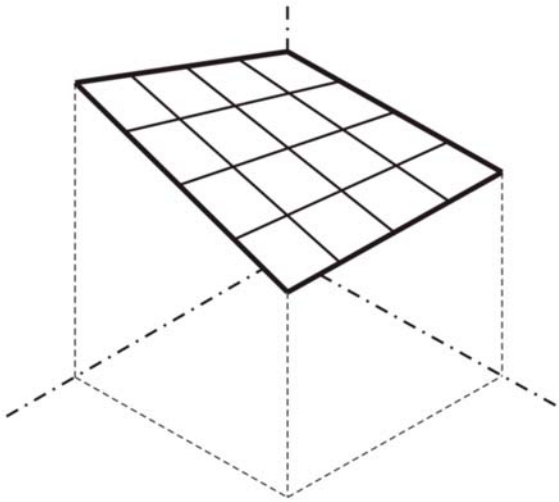


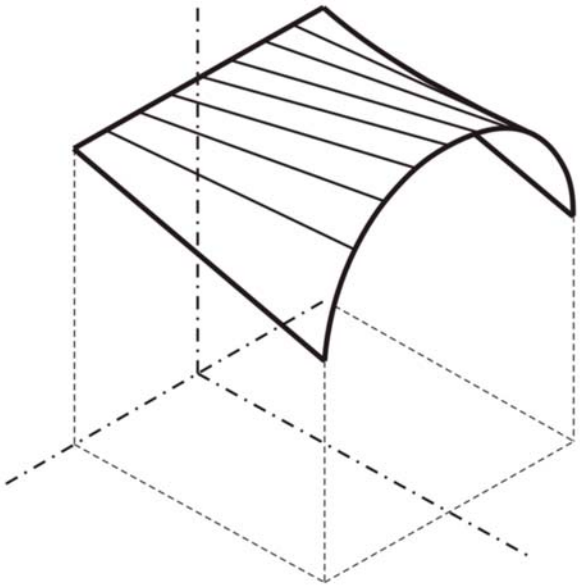
Figura C 19.1.3. Ejemplos de cáscaras delgadas.



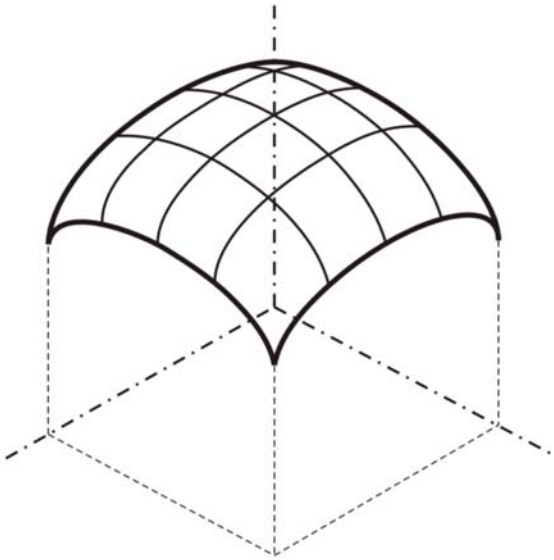
e) paraboloide hiperbólico



f) paraboloide hiperbólico

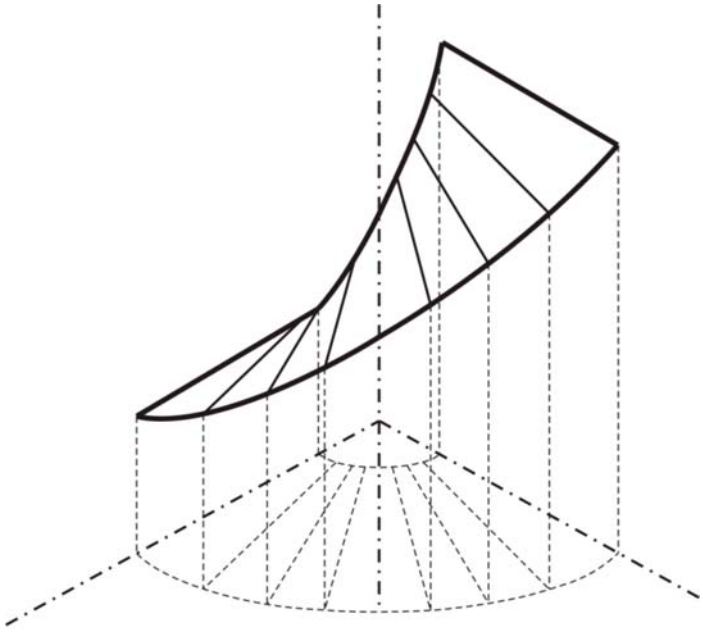


g) conoide

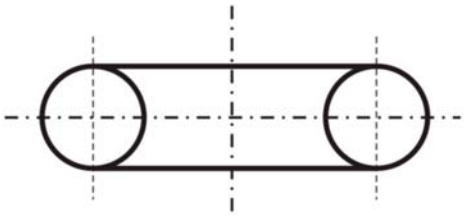


h) paraboloide elíptico

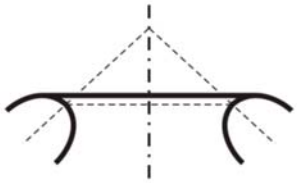
Figura C 19.1.3.(continuación) Ejemplos de cáscaras delgadas.



i) helicoide



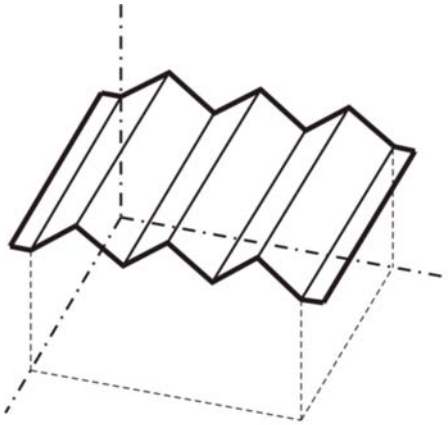
a) curva generada con
forma de círculo



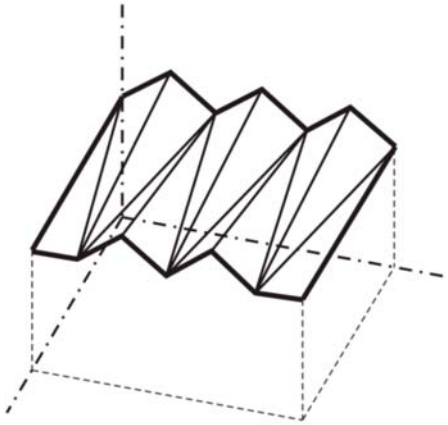
b) curva generada con
forma de parábola

j) toro

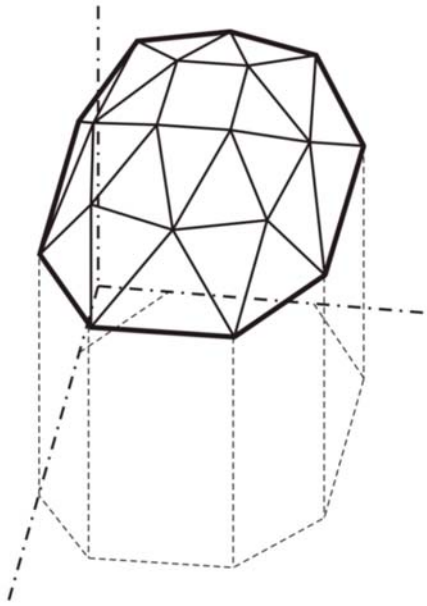
Figura C 19.1.3.(continuación) Ejemplos de cáscaras delgadas.



a) placas plegadas prismáticas



b) placas plegadas no - prismáticas



c) placas plegadas facetadas

Figura C 19.1.4. Ejemplos de estructuras plegadas.

C 19.1.7. Análisis elástico

Cuando este Reglamento hace referencia al ***análisis elástico de cáscaras delgadas*** o de ***placas plegadas***, se debe entender que se está refiriendo a cualquier método de análisis estructural que se base en suposiciones que brinden la mayor aproximación posible al ***comportamiento tridimensional de la estructura***. El ***método de análisis*** debe permitir determinar los esfuerzos internos y los desplazamientos necesarios en el diseño de la cáscara, de las nervaduras o elementos de borde y de la estructura de apoyo.

Este Reglamento ***exige*** que se asegure la ***verificación del equilibrio*** de los esfuerzos internos y de las cargas externas, así como la ***compatibilidad de las deformaciones***.

En las referencias que se mencionaron anteriormente se describen métodos de análisis elásticos basados en la teoría clásica de cáscara, modelos matemáticos o analíticos simplificados, o soluciones numéricas que utilizan elementos finitos (ver la referencia 19.10.), diferencias finitas (referencia 19.8.) o técnicas de integración numérica (referencias 19.8. y 19.11.).

La ***elección del método de análisis*** y el ***grado de precisión exigido*** dependen de ciertos factores críticos, que incluyen:

- el tamaño de la estructura,
- la geometría de la cáscara delgada, o de la placa plegada,
- la forma en que la estructura está apoyada,
- la naturaleza de la carga aplicada,
- el grado de experiencia personal o documentada que posee el Proyectista o Diseñador Estructural con respecto a la confiabilidad del mencionado método de análisis en la predicción del comportamiento del tipo específico de cáscara (referencia 19.8.) o de placa plegada (referencia 19.7.) elegido.

C 19.1.8. Análisis inelástico

Cuando este Reglamento hace referencia al ***análisis inelástico*** se debe entender que se está refiriendo a un método refinado de análisis basado en:

- las ***propiedades no lineales específicas del material***,
- el comportamiento ***no lineal*** debido a la ***fisuración*** del hormigón, y en
- los ***efectos dependientes del tiempo***, tales como la fluencia lenta, la contracción, la temperatura y la historia de la carga. Estos efectos se incorporan para poder identificar la respuesta y la propagación de la fisuración de la cáscara de hormigón armado a través de sus campos elástico, inelástico y último.

Por lo general, los análisis inelásticos exigen la aplicación incremental de las cargas y la utilización de procedimientos iterativos para obtener la convergencia hacia soluciones que satisfagan tanto el equilibrio como las condiciones de compatibi-

lidad de las deformaciones. En general los análisis de este tipo, requieren de mucha dedicación y capacidad computacional. (Ver las referencias 19.12. y 19.13.).

C 19.2. ANÁLISIS Y DISEÑO

C 19.2.1. El ***análisis elástico*** es un procedimiento en general aceptado para los tipos de estructuras de cáscaras en los que la experiencia, los ensayos y los análisis no han demostrado que la estructura puede soportar excesos de carga razonables sin sufrir una ***falla frágil***.

El Proyectista o Diseñador Estructural puede suponer que el hormigón armado es idealmente elástico, homogéneo e isótropo (con propiedades idénticas en todas las direcciones) y debe realizar un análisis de la cáscara considerando las condiciones de ***carga de servicio***.

El análisis de las cáscaras que presenten tamaños, formas o complejidades inusuales, se debe realizar para el ***rango elástico, para el estado de fisuración y para el rango inelástico***.

C 19.2.2. En las referencias 19.12. y 19.13. se indican posibles métodos de solución.

C 19.2.4. En la referencia 19.14. se desarrolla el análisis experimental de modelos elásticos como sustituto de la solución analítica de estructuras de cáscara complejas.

Para las ***cáscaras importantes*** ya sea por su tamaño, forma, complejidad o importancia inusual, se debe considerar la realización de un ***análisis experimental de modelos de microhormigón armado*** a través del rango elástico, del estado de fisuración y del rango inelástico y último.

En el análisis de modelos sólo se deben simular las partes de la estructura que afecten en forma significativa los puntos en estudio. También se deben hacer todos los esfuerzos posibles para garantizar que los experimentos revelen el comportamiento cuantitativo de la estructura prototipo. Las pruebas en túnel de viento de modelos a escala reducida, no brindan en forma necesaria resultados utilizables, por lo que se recomienda que sean desarrollados por un ***experto reconocido en pruebas de modelos estructurales en túneles de viento.***

C 19.2.5. Este Reglamento recomienda utilizar soluciones que incluyan los efectos tanto ***membranales*** como de ***flexión*** y que satisfagan las condiciones de ***compatibilidad y equilibrio***. Sólo se podrán utilizar soluciones aproximadas que satisfagan las condiciones de equilibrio, aunque no las de ***compatibilidad de deformaciones***, cuando una amplia experiencia haya demostrado, en forma fehaciente, que dichas soluciones han permitido obtener diseños seguros.

Los métodos admitidos incluyen:

- el análisis tipo viga para ***cáscaras cilíndricas con una gran relación entre la luz y el radio de curvatura*** o ***para placas plegadas con una relación grande entre la luz y el ancho o el radio de curvatura***;

- el análisis membranal simple para ***cáscaras de revolución***;

- otros análisis en los que se satisfagan las ***condiciones de equilibrio***, aunque no se verifiquen las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones.

C 19.2.6. Cuando la ***cáscara es pretensada***, el análisis debe considerar no sólo su resistencia para cargas mayoradas sino también su capacidad bajo la carga de servicio, la carga que produce fisuración y la carga inducida durante el pretesado. Los esfuerzos axiales debidos a los ***cables pretensados curvos*** pueden no estar contenidas en un solo plano, razón por la cual los componentes del esfuerzo resultante se deben considerar en el análisis. También se deben considerar los efectos del postesado de elementos de apoyo sobre la cáscara.

C 19.2.7. Tanto el ***espesor como la armadura de una cáscara delgada*** deben estar dimensionados para cumplir las prescripciones de resistencia de este Reglamento, de manera que resistan los esfuerzos internos obtenidos, ya sea del análisis, del estudio de un modelo experimental o de una combinación de ambos.

Con el fin de controlar y minimizar la fisuración bajo cargas de servicio se debe prever la colocación de suficiente armadura para tal fin.

El espesor de la cáscara está determinado, con frecuencia, por la armadura necesaria y por exigencias constructivas, por las prescripciones del artículo 19.2.8., o por los requisitos de espesor mínimo de este Reglamento.

C 19.2.8. Las ***cáscaras delgadas***, al igual que otras estructuras que experimentan esfuerzos de compresión en su plano, ***están sujetas a pandeo*** cuando la carga aplicada llega a ***valores críticos***. El ***problema de calcular la carga de pandeo es complejo*** debido a la geometría especial de las cáscaras.

La ***probabilidad de que la cáscara pandee*** cuando uno de los esfuerzos principales de la membrana es de tracción, es menor que cuando ambos esfuerzos principales membranales son de compresión. Las clases de esfuerzos membranales que se desarrollan en una cáscara dependen de su forma inicial y de la manera en que la cáscara está cargada y apoyada.

En algunos ***tipos de cáscaras*** se debe considerar el comportamiento posterior al pandeo, cuando se determine la seguridad contra la inestabilidad (ver a referencia 19.2.).

La investigación de la ***estabilidad de las cáscaras delgadas*** debe considerar el efecto de los siguientes factores:

1. desviación prevista de la geometría de la cáscara ya construida respecto de la geometría perfecta idealizada;

2. grandes flechas,

3. fluencia lenta y contracción del hormigón,

4. propiedades inelásticas de los materiales,

5. fisuración del hormigón,

6. ubicación, cantidad y orientación de la armadura,

7. posibles deformaciones de los elementos de apoyo.

Entre las medidas prácticas utilizadas en el pasado para mejorar en forma notable la resistencia al pandeo, se incluyen:

- la ubicación, como armadura, de dos mallas de acero, una en cada cara de la cáscara;
- un aumento local en la curvatura de la cáscara,
- la utilización de cáscaras nervuradas,
- el empleo de hormigón de alta resistencia a tracción y baja fluencia.

En la referencia 19.2. se describe un procedimiento práctico para determinar ***las cargas críticas de pandeo en cáscaras***. En las referencias 19.5. y 19.15. se proporcionan algunas recomendaciones para el ***diseño por pandeo en domos*** utilizados en aplicaciones industriales.

C 19.2.10. Las tensiones y las deformaciones específicas en la cáscara son aquellas determinadas por análisis (elástico e inelástico) multiplicadas por los factores de carga apropiados. Las deformaciones específicas de tracción determinadas en la armadura para las cargas mayoradas, ***se deben limitar*** debido a los efectos negativos de la ***fisuración en las membranas***.

C 19.2.11. Cuando la ***tensión principal de tracción*** origine ***fisuración en la cáscara***, los ensayos descriptos en la bibliografía internacional indican que se producirá una disminución de la resistencia a compresión en la dirección paralela a las fisuras (ver las referencias 19.16. y 19.17.).

C 19.4. ARMADURA DE LA CÁSCARA

C 19.4.1. En cualquier punto de una cáscara se pueden presentar, en forma simultánea, dos tipos diferentes de solicitaciones:

- las ***asociadas con el régimen membranal***,
- las ***asociadas con la flexión de la cáscara***.

Los ***esfuerzos membranales*** se consideran actuando en el plano tangencial a la superficie media de la cáscara, y están constituidos por las dos componentes axiales y por las tensiones de resbalamiento en la membrana.

Los ***efectos de flexión*** comprenden a los momentos flexores, a los momentos torsores, y a los esfuerzos de corte transversales, asociados a ellos.

El ***control de la fisuración de la membrana*** debido a la contracción, la temperatura y las cargas de servicio exigen consideraciones especiales en el dimensionamiento.

C 19.4.2. La prescripción con respecto a ***asegurar la resistencia en cualquier dirección***, se fundamenta en consideraciones de seguridad, de modo tal que cualquier método que asegure una resistencia suficiente, consistente con el equilibrio, se considera aceptable.

La ***dirección de la tensión principal de tracción*** en cualquier punto de la membrana puede variar dependiendo de la dirección, magnitud y combinaciones de las diversas cargas aplicadas.

La ***magnitud de los esfuerzos membranales internos***, actuando en cualquier punto y debidos a una carga específica, se deben determinar, en general, sobre la base de una teoría elástica en la cual la ***cáscara se supone no fisurada***.

La ***determinación de la cantidad de armadura necesaria*** para resistir los esfuerzos membranales internos se ha basado tradicionalmente en la suposición de que el ***hormigón no resiste tracciones***. Las ***flechas asociadas***, y la ***posibilidad de la fisuración*** deben ser investigadas en la ***etapa de comportamiento en servicio*** del diseño. Para obtener los resultados deseados puede ser necesario recurrir al diseño por tensiones admisibles para la elección de la armadura.

Cuando la ***armadura*** no se ubique en la ***dirección de las tensiones principales de tracción***, y cuando las ***fisuras*** a nivel de las cargas de servicio ***no sean aceptables***, la determinación de la armadura se deberá fundamentar en un enfoque más refinado (ver las referencias 19.16., 19.18. y 19.19.) que tenga en cuenta la existencia de las fisuras. En el ***estado fisurado*** se supone que el hormigón no es capaz de resistir tracción ni corte, de manera que el equilibrio se obtiene por medio de los ***esfuerzos resistentes de tracción*** en la armadura y de las ***esfuerzos resistentes de compresión*** en el hormigón.

El ***método alternativo*** para determinar la armadura ortogonal es el ***método de corte por fricción***, que se basa en el supuesto de que la ***integridad al corte de una cáscara debería mantenerse para las cargas mayoradas***. Si se utiliza este método no es necesario ***determinar las tensiones principales***.

C 19.4.3. Este Reglamento prescribe la colocación de una ***armadura mínima en la membrana***, correspondiente a la armadura por contracción y temperatura de losas, ubicada como mínimo en dos direcciones aproximadamente ortogonales, aunque los esfuerzos membranales calculados sean de compresión en una o más direcciones.

C 19.4.5. La prescripción con respecto a que en cualquier lugar la armadura de tracción debe alcanzar la fluencia antes de que el ***hormigón se rompa por compresión*** es consistente con las especificaciones del artículo 10.3.3. La mencionada rotura puede ocurrir, de todas formas, en zonas cercanas a los apoyos, y en algunas cáscaras, cuando las tensiones membranales principales sean, en forma aproximada, iguales pero de signo contrario.

C 19.4.6. Este Reglamento especifica que es conveniente que en ***todas las cáscaras***, y en particular, en las zonas de ***tracciones importantes***, las orientaciones de las armaduras se deben aproximar a las de las ***tensiones de tracción de la membrana***. No obstante, en algunas estructuras no siempre es posible, o práctico, que la armadura siga las

trayectorias de las tensiones, razón por la cual se permite colocar la armadura en las direcciones de las componentes ortogonales.

C 19.4.7. Cuando las ***direcciones de la armadura se desvían en forma significativa*** (más de 10°) con respecto a las direcciones de las tensiones principales de la membrana, se requerirán deformaciones específicas más elevadas para desarrollar la capacidad de la armadura, lo que puede originar el desarrollo de fisuras de un ancho inaceptable. En estos casos, si se considera necesario, ***se debe estimar y controlar el ancho de las fisuras***.

En la referencia 19.20. se especifican los ***anchos admisibles de fisuras*** para carga de servicio bajo diferentes condiciones ambientales. El ***ancho de fisura*** se puede limitar:

- incrementando la cantidad de armadura utilizada,
- reduciendo la tensión a nivel de la carga de servicio,
- proporcionando armadura en tres o más direcciones en el plano de la cáscara, o
- adoptando una separación menor con barras o alambres de diámetros más pequeños.

C 19.4.8. La práctica de ***concentrar armadura de tracción*** en las zonas de máximas tensiones de tracción ha conducido a la obtención de muchos diseños exitosos y económicos, especialmente en el caso de ***placas plegadas alargadas, cáscaras cilíndricas alargadas y domos***. La prescripción de colocar armadura mínima en el resto de la zona de tracción tiene el propósito de controlar el ancho y la separación de las fisuras.

C 19.4.9. El ***método de diseño*** debe asegurar que las secciones de hormigón, incluyendo consideraciones sobre la armadura, sean capaces de desarrollar los esfuerzos internos necesarios para garantizar que se verifiquen las ***ecuaciones de equilibrio***, (ver la referencia 19.21.).

El signo de los momentos de flexión puede cambiar en forma rápida de uno a otro punto de la cáscara, razón por la cual la armadura de flexión, cuando se requiera, se debe colocar ***cerca de ambas caras de la cáscara***.

En muchos casos, el espesor prescripto para cumplir con las exigencias tanto del recubrimiento mínimo como de la separación apropiada para las múltiples capas de armadura, puede ***controlar la determinación del espesor de la cáscara***.

C 19.4.10. El valor de ϕ que se debe utilizar es el establecido en el artículo 9.3.2.1.) para tracción axial.

C 19.4.11. y **C 19.4.12.** En las superficies curvas de las cáscaras es difícil controlar la alineación de la armadura cortada previamente, razón por la cual se recomienda considerar esta circunstancia para evitar ***especificar longitudes de empalme y de anclaje que resulten insuficientes.***

En los artículos 19.4.11. y 19.4.12. se ***especifican longitudes adicionales de armadura*** para mantener las longitudes mínimas en las superficies curvas.

C 19.5. CONSTRUCCIÓN

Cuando se decida realizar un ***desencofrado temprano*** de la estructura, se debe investigar el valor del módulo de elasticidad en el momento propuesto para el desencofrado, con el fin de obtener y verificar la seguridad de la cáscara al pandeo y con el fin de limitar las deformaciones (ver las referencias 19.3. y 19.22.).

El valor del módulo de elasticidad E_c , se debe obtener a partir de un ***ensayo de flexión de probetas curadas en obra***, dado que no se considera suficiente determinar el valor del módulo mediante la expresión indicada en el artículo 8.5.1., aún cuando el valor de f'_c se determine ensayando probetas curadas en obra.

C 19.5.2. En algunos tipos de cáscaras, las ***pequeñas desviaciones locales*** de la geometría teórica pueden causar modificaciones relativamente grandes en las ***tensiones locales*** y en la ***seguridad general contra la inestabilidad***. Estas modificaciones pueden dar como resultado ***fisuración*** y ***fluencia*** locales que pueden hacer insegura la estructura, o que pueden afectar en forma significativa la carga crítica, originando ***inestabilidad***. El efecto de estas modificaciones debe ser evaluado a la mayor brevedad posible con el fin de adoptar las medidas necesarias.

Cuando se utilicen ***encofrados inflables*** se deben adoptar recaudos especiales, para lo cual se recomienda consultar la referencia 19.23.

PARTE 6 – CONSIDERACIONES ESPECIALES

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 20.

EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

C 20.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

C 20.1. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA – REQUISITOS GENERALES

El campo de validez del Capítulo 20 ***no contempla las pruebas de carga para la aprobación de nuevos diseños o métodos constructivos*** (ver las recomendaciones del artículo 16.10. para la evaluación de la resistencia de elementos prefabricados de hormigón).

Las disposiciones del Capítulo 20 ***se aplican*** a ***la evaluación de las condiciones de seguridad de una estructura existente o parte de la misma***.

La evaluación de la resistencia se exige cuando:

- se considera que la calidad de los materiales es deficiente,
- existen evidencias de fallas de construcción,
- la estructura muestra cierto grado de deterioro,
- se modifica el destino de uso,
- por cualquier razón, la estructura o parte de ella no parece satisfacer las condiciones de seguridad de este Reglamento.

En todos los casos, el ***Capítulo 20 proporciona una guía para investigar la seguridad de la estructura.***

Si las dudas con respecto al ***nivel de seguridad*** se refieren a un conjunto de elementos o a una estructura completa, no es factible ensayar cada elemento y cada sección para la ***máxima intensidad de carga aplicada***. En estos casos, es apropiado desarrollar un programa de estudios orientado a disipar las dudas específicas con respecto a la

seguridad. Si como parte del ***proceso de evaluación de la resistencia*** se especifica una ***prueba de carga***, es conveniente que todas las partes involucradas acuerden, antes de su realización, ***la zona a ensayar, la magnitud de la carga a aplicar, el procedimiento para realizar la prueba de carga y los criterios de aceptación o rechazo***.

C 20.1.2. En la práctica del diseño de edificios de hormigón armado, se supone en forma habitual, que el método para determinar la ***resistencia última*** de las secciones solicitadas por cargas axiales o de flexión, o por una combinación de ambas, ***se conoce*** y ***se comprende en profundidad***.

A partir del conocimiento de las dimensiones y de las propiedades de los materiales de una estructura, existen teorías confiables que permiten relacionar la resistencia y las deformaciones a corto plazo producto de las cargas.

Cuando se determine la ***resistencia de una estructura*** por medio de una ***evaluación analítica***, los cálculos se deberán basar en ***datos reales*** obtenidos de un relevamiento tanto de las dimensiones de la estructura, como de las propiedades de los materiales colocados y demás detalles pertinentes. Las condiciones para la recopilación de estos datos se detallan en el artículo 20.2.

C 20.1.3. Si la ***resistencia al corte*** o a la ***adherencia*** de un elemento estructural constituyen un ***factor crítico*** con respecto a la seguridad de la estructura, una ***prueba de carga*** puede ser la ***solución más eficiente*** para eliminar o confirmar las dudas que pudieran existir sobre el nivel de seguridad. La realización de una ***prueba de carga*** también puede ser un recurso apropiado, aún en el caso de cargas axiales o de flexión, ***cuando no es posible determinar*** las dimensiones y propiedades de los materiales necesarios para la evaluación analítica.

Siempre que sea posible y apropiado, ***se recomienda realizar los análisis estructurales que respalden los resultados de la prueba de carga***.

C 20.1.4. En estructuras con ***cierto grado de deterioro en el tiempo***, la aceptación obtenida a partir de una ***prueba de carga*** no está exenta de limitaciones en términos de tiempo. En dichos casos, es útil elaborar un programa de ***inspección periódica***, que complemente la realización de la ***prueba de carga***, con el fin de 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 máximo, determinado*** como apropiado.

La ***duración del período especificado*** entre inspecciones se debe basar en consideraciones relativas a:

a) la naturaleza del problema,
b) los efectos ambientales y las cargas,
c) la historia de servicio de la estructura, y
d) el alcance del programa de inspección periódica.

Al finalizar el período especificado, se deben realizar evaluaciones adicionales de la resistencia en caso que se pretenda la ***continuidad en servicio de la estructura***.

Con el ***acuerdo de todas las partes responsables involucradas*** se pueden establecer procedimientos especiales para los ensayos periódicos, que no necesariamente se ajusten a los criterios de prueba de carga y aceptación, establecidos en el Capítulo 20.

C 20.2. DETERMINACIÓN DE LAS DIMENSIONES Y DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE LA ESTRUCTURA

Este artículo se debe aplicar cuando se ha decidido realizar una ***evaluación analítica*** (ver el artículo 20.1.2.).

C 20.2.1. Las ***secciones críticas*** son aquellas en las cuales cada tipo de solicitación, calculada para la carga bajo análisis, ***alcanza su valor máximo***.

C 20.2.2. En los ***elementos individuales*** se debe determinar, para las ***secciones críticas***, la cantidad, diámetro, disposición y ubicación de la armadura tesa y no tesa necesaria para resistir la carga aplicada. Se acepta la utilización de ***métodos no destructivos*** de investigación. En ***grandes estructuras*** se considera suficiente determinar estos datos para un **5 % ,** aproximadamente, de la armadura tesa y no tesa de las zonas críticas, siempre que las mediciones ***confirmen*** los valores indicados en los planos de construcción.

C 20.2.3. El ***número de ensayos*** puede depender del tamaño de la estructura y de la sensibilidad de la seguridad estructural a la resistencia del hormigón para el caso analizado. En aquellos casos donde el problema potencial involucra solamente a las ***solicitaciones de flexión***, la investigación de la ***resistencia del hormigón*** puede ser muy reducida en los casos de secciones armadas con pequeñas cuantías ($\rho\ f_y / f'_c \leq 0{,}15$ para secciones rectangulares).

C 20.2.4. El ***número de ensayos*** exigidos depende de la uniformidad del material, y debe ser determinado por el Proyectista o Diseñador Estructural o por la Autoridad Fiscalizadora de acuerdo con la aplicación específica de que se trate.

C 20.2.5. Los factores de reducción de la resistencia indicados en el artículo 20.2.5. son mayores que aquellos especificados en el Capítulo 9. Estos ***valores incrementados*** se justifican por la utilización de valores más exactos de las propiedades de los materiales obtenidos en obra, de dimensiones reales obtenidas “in-situ”, así como de métodos de análisis confiables.

En la actualización 2002 del Código ACI 318-99 se modificaron los factores de reducción de la resistencia del artículo 20.2.5. para hacerlos compatibles con las combinaciones de cargas y factores de reducción de resistencias del Capítulo 9, los que a su vez también fueron revisados y modificados.

C 20.3. PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR LA PRUEBA DE CARGA

C 20.3.1. Distribución de la carga

Cuando se realice la ***prueba de carga*** es importante ***ubicar la carga*** en aquellos lugares en los cuales el ***efecto de su aplicación*** sobre la deficiencia supuesta sea ***máximo*** y la probabilidad de que los elementos descargados colaboren absorbiendo parte de la carga

aplicada sea ***mínima***. En los casos en los que el análisis demuestre que los elementos adyacentes descargados ***colaboran soportando algo de la carga***, se debe modificar su ubicación con el fin de ***producir efectos consistentes con el valor de la carga*** que se ha previsto que actúe sobre el elemento estructural a evaluar.

C 20.3.2. Intensidad de la carga

La ***intensidad de la carga especificada*** sigue los lineamientos de la práctica habitual para pruebas de carga. El valor de la sobrecarga ***L*** se puede reducir de acuerdo con las indicaciones del ***Reglamento CIRSOC 101-2005***.

La ***sobrecarga se deberá incrementar*** para compensar la resistencia proporcionada por los sectores originalmente descargados de la estructura considerada. El incremento de la sobrecarga se debe determinar a partir del análisis de las condiciones de carga en relación con los criterios de aceptación y rechazo seleccionados para su realización.

Aunque para la actualización 2002 del Código ACI 318 se revisaron y modificaron las combinaciones de cargas y los factores de reducción de resistencias del Capítulo 9 (con respecto a la edición 1999), ***se decidió no modificar la intensidad de la carga a utilizar*** en las ***pruebas de carga***, dado que se considera adecuada para evaluar los diseños realizados, ya sea utilizando las cargas y factores de reducción del Capítulo 9, como los del Apéndice C.

C 20.4. CRITERIO DE CARGA

C 20.4.2. Se recomienda ***inspeccionar la estructura*** después de ***cada incremento de carga.***

C 20.4.3. 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.

C 20.5. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

C 20.5.1. Un ***criterio general de aceptación*** para el comportamiento de una estructura en la prueba de carga es que la misma no debe mostrar ***"evidencias de falla". La evidencia de la existencia de una falla incluye la aparición de fisuras, descascaramientos y/o flechas*** de tal ***magnitud y extensión***, que el resultado observado sea claramente ***excesivo e incompatible con los requisitos de seguridad de la estructura***. No se pueden desarrollar reglas simples, aplicables a todos los tipos de estructuras y condiciones. Si se ha producido un ***daño suficiente*** como para considerar que la estructura no ha superado la prueba de carga, ***no se permite*** volver a realizar un nueva prueba dado que se considera que los elementos dañados **no se deben poner en servicio**, ni siquiera para soportar ***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 deben ser observados detenidamente para determinar si el estado de la

estructura es satisfactorio. Sin embargo, es muy difícil que se pueda lograr “in-situ” una medición exacta del ***ancho de fisura*** en elementos de hormigón armado. Antes de la realización de la prueba de carga se recomienda ***establecer los criterios relacionados con los tipos de fisuras previstos***, ***dónde y cómo se medirán las mismas,*** y los ***límites o criterios para la evaluación de fisuras nuevas o para las modificaciones aceptables en el valor del ancho de las fisuras***.

C 20.5.2. Los límites especificados para las flechas y la opción de repetir la prueba, siguen los lineamientos de las pruebas de carga de la práctica habitual. Si la estructura no muestra evidencias de falla, se debe utilizar la ***“recuperación de la flecha”*** luego de la remoción de las cargas de la prueba para determinar si la ***resistencia de la estructura es satisfactoria***. Sin embargo, en el caso de ***estructuras muy rígidas***, los errores en las mediciones realizadas “in-situ” pueden ser del mismo orden que las ***flechas reales*** y que la recuperación. Para evitar en estos casos penalizar a una estructura satisfactoria se permite omitir las mediciones de la recuperación cuando el valor de la flecha máxima es menor que ℓ_t^2 ***/(20 000 h)***. La flecha residual Δ_r es la diferencia entre la flecha inicial y final (después de la remoción de la carga) para la prueba de carga o su repetición.

C 20.5.3. Los esfuerzos se transmiten a través del plano de una fisura de corte mediante una combinación de la trabazón del agregado en la superficie de contacto de la fisura, mejorada por la acción de los estribos transversales, y por la acción como pasador de corte, de los estribos que atraviesan la fisura. Se considera que un elemento se aproxima a una ***falla por corte*** cuando la ***longitud de la fisura crece*** hasta alcanzar aproximadamente una longitud, en proyección horizontal, igual a la altura del elemento, y en forma simultánea, se ***ensancha*** a tal punto que se ***pierde la trabazón del agregado***, y los ***estribos de corte***, si existen, comienzan a fluir o presentan una pérdida del anclaje como para ***amenazar la integridad del elemento***.

C 20.5.4. La intención del artículo 20.5.4. es asegurar que el profesional responsable de la prueba de carga preste debida atención a las implicancias estructurales de las ***fisuras inclinadas que se observen***, las que pueden llevar a un ***colapso frágil*** en ***elementos sin armadura transversal***.

C 20.5.5. La ***fisuración a lo largo de la armadura en las zonas de anclaje*** puede estar relacionada con las tensiones elevadas asociadas a la transferencia de esfuerzos entre la armadura y el hormigón. Estas fisuras pueden ser una indicación de una ***falla frágil inminente del elemento*** si están asociadas con la ***armadura principal***. Es importante evaluar sus causas y consecuencias.

C 20.6. APROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA PARA CARGAS DE SERVICIO DISMINUIDAS

Excepto en el caso de aquellos ***elementos que hubieran fallado durante la prueba de carga*** (ver el artículo 20.5.), la ***Autoridad Fiscalizadora puede autorizar la utilización de una estructura, o de un elemento, para un nivel menor de carga de servicio siempre que juzgue, en función de los resultados de la prueba, que se trata de un procedimiento apropiado y seguro.***

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 21.

ESPECIFICACIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

C 21.1. El diseño 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 - 2005***.

PARTE 7 – HORMIGÓN ESTRUCTURAL SIMPLE

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 22.

HORMIGÓN ESTRUCTURAL SIMPLE

C 22.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo, para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades, correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

C 22.1. CAMPO DE VALIDEZ

C 22.1.1.2. El ***campo de validez de este Reglamento no contempla*** el diseño y la construcción de elementos de hormigón simple ***no estructurales***, tales como las losas apoyadas en el terreno.

C 22.2. LIMITACIONES

C 22.2.2. y **C 22.2.3.** La ***integridad estructural*** de los elementos de hormigón simple depende únicamente de las propiedades del hormigón, razón por la cual la ***utilización de los elementos estructurales de hormigón simple se debe limitar a***:

- elementos que están básicamente en estado de ***compresión***,
- elementos que pueden ***tolerar fisuras aleatorias*** sin detrimento de su ***integridad estructural***,
- elementos en los que ***la ductilidad no es una característica esencial del diseño***.

La ***resistencia a tracción del hormigón*** se puede utilizar en el diseño de los elementos, cuando se considere el incremento de las tensiones de tracción debido a la restricción de los efectos de la fluencia lenta, la contracción o la variación de temperatura, y al mismo tiempo, el mencionado ***incremento se reduzca lo suficiente*** por medio de técnicas constructivas que eviten una fisuración incontrolada, o cuando se pueda anticipar que la fisuración incontrolada debida a la restricción de tales efectos, ocurrirá de tal forma que no se inducirá una ***falla estructural o colapso***.

Este Reglamento ***permite la utilización*** de tabiques de hormigón estructural simple sin limitación de altura (ver el artículo 22.6.) pero para construcciones de ***más de dos pisos*** y otras estructuras importantes se recomienda ***utilizar tabiques diseñados como elementos de hormigón armado***, de acuerdo con el Capítulo 14, (ver el Comentario al artículo 22.6.).

Este Reglamento ***no permite*** la utilización de ***columnas de hormigón estructural simple*** dado que el hormigón simple carece de la necesaria ductilidad que debe poseer una columna y porque la ***aparición de fisuras aleatorias*** en una columna sin armadura, afectará en gran medida su ***integridad estructural***. Sin embargo este Reglamento permite la utilización de ***pedestales*** con una limitación para la relación entre la altura libre (no apoyada) y la menor dimensión lateral de **3 o menos** (ver el artículo 22.8.2.).

El campo de validez de este Reglamento ***no incluye a los elementos estructurales tales como pilas y pilotes hormigonados in-situ*** contra el terreno, u otro material suficientemente rígido que brinde un apoyo lateral adecuado para evitar el pandeo.

C 22.2.4. Resistencia especificada a compresión mínima

Este Reglamento establece un valor de ***resistencia especificada mínima*** para el hormigón estructural simple, $f'_c \geq 15$ ***MPa*** dado que la seguridad de las construcciones ejecutadas con él se basa exclusivamente en la ***resistencia y calidad del hormigón tratado como un material homogéneo***. Las mezclas pobres de hormigón pueden producir un material con falta de homogeneidad o no suficientemente homogéneo, o superficies mal terminadas. (Ver el artículo 2.3.)

C 22.3. JUNTAS

En las construcciones de hormigón simple, ***las juntas*** constituyen una importante etapa en el proceso de diseño. En las ***estructuras de hormigón armado*** se ***prevé*** la colocación de armadura para resistir las tensiones debidas a la restricción de los efectos de la fluencia lenta, la contracción, y la temperatura, mientras que en el ***hormigón simple***, las ***juntas*** son el ***único medio de diseño para controlar y evitar el desarrollo de las mencionadas tensiones de tracción***.

Un ***elemento de hormigón simple*** debe ser, por lo tanto, ***suficientemente pequeño o estar dividido por juntas en elementos más pequeños***, con el fin de evitar el desarrollo de tensiones internas. Las juntas pueden ser de contracción o de dilatación (ver el artículo 5.9.).

Una ***reducción mínima del 25 % del espesor del elemento*** se considera suficiente para que una junta de contracción sea efectiva. La junta se debe materializar de tal forma que no se puedan desarrollar en ella, ***tensiones de tracción axial ni tracción por flexión*** después de la fisuración, condición que en este Reglamento se denomina ***"discontinuidad en flexión".***

Las ***juntas transversales de contracción y de dilatación*** no se consideran necesarias cuando la fisuración aleatoria debida a los efectos de la fluencia lenta, la contracción o la temperatura, no afecta la integridad estructural, y por otra parte se considera aceptable, como en el caso de la fisuración transversal de un tabique o muro de fundación continuo.

C 22.4. MÉTODO DE DISEÑO

Los ***elementos de hormigón simple*** se deben dimensionar para una resistencia adecuada utilizando cargas y esfuerzos mayorados. Cuando las ***cargas mayorada***s excedan la resistencia de diseño para la resistencia especificada del hormigón, la sección se debe aumentar y/o la resistencia especificada del hormigón se debe incrementar, o el elemento se debe diseñar como un elemento de hormigón armado de acuerdo con las prescripciones de este Reglamento. El Proyectista o Diseñador Estructural debe tener presente, sin embargo, que un incremento en la sección de hormigón puede tener un efecto perjudicial, dado que las tensiones debidas a la carga ***disminuirán*** mientras que las tensiones debidas a los efectos de la fluencia lenta, la contracción y la temperatura ***pueden aumentar***.

C 22.4.4. Este artículo permite que la ***tracción por flexión*** se pueda considerar en el diseño de los ***elementos de hormigón estructural simple*** para soportar cargas, siempre que las tensiones determinadas no excedan los valores admisibles, y se dispongan juntas de construcción, contracción o dilatación para amortiguar la restricción y las tensiones de tracción resultantes, debidas a los efectos de la fluencia lenta, la contracción y la temperatura.

C 22.4.8. El ***espesor total reducido h***, para hormigón colocado "in-situ" contra el terreno considera las irregularidades de la excavación y cierta contaminación del hormigón adyacente al suelo.

C 22.5. DISEÑO POR RESISTENCIA

C 22.5.2. La expresión (22-5) se presenta en este Reglamento para indicar el ***rango general de condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos*** de los elementos de hormigón estructural simple que se diseñan habitualmente. El ***factor de longitud efectiva***, como ***modificador de la distancia vertical entre apoyos*** ℓ_c , se ha omitido dado que su valor es conservativo para tabiques con apoyos supuestamente articulados que están arriostrados contra el desplazamiento lateral, como lo indica el artículo 22.6.6.4.

C 22.5.3. Los ***elementos de hormigón estructural simple sujetos a una combinación de flexión y carga axial de compresión se deben dimensionar de tal manera que:***

- en la ***cara comprimida*** se verifique:

$$\frac{P_u}{0{,}60\ \phi\ f'_c \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32\ h}\right)^2\right] A_1} + \frac{M_u}{0{,}85\ \phi\ f'_c\ S_m} \leq 1$$

- en la ***cara traccionada*** se verifique:

$$\textbf{Tensión de flexión calculada – tensión axial calculada} \leq \frac{5}{12}\,\phi\,\sqrt{f'_c}$$

C 22.5.4. Las ***dimensiones de los elementos de hormigón estructural simple*** estarán normalmente controladas por la ***resistencia a tracción*** antes que por la ***resistencia a corte***. La tensión de corte (como sustituto de la tensión principal de tracción) rara vez controlará, pero sin embargo, y debido a que es difícil anticipar todas las posibles condiciones en las que se debe investigar el corte (por ejemplo, llaves de corte), se ha decidido mantener el análisis e investigación de esta condición básica de tensión como parte de las prescripciones reglamentarias. Un profesional experimentado puede reconocer con rapidez ***cuando el corte no es crítico*** en los elementos de hormigón simple y en consecuencia ajustar los procedimientos de diseño.

Los requisitos de corte para hormigón simple consideran la ***sección no fisurada***. La falla por corte será una ***falla por tracción diagonal***, que se producirá cuando la tensión principal de tracción cerca del eje baricéntrico resulte igual a la resistencia a tracción del hormigón. Dado que la mayor parte de la tensión principal de tracción se debe al corte, este Reglamento previene una falla por tracción ***limitando el corte admisible en el eje baricéntrico***, determinado para una sección de material homogéneo, a partir de la siguiente expresión:

$$v = \frac{V\ Q}{I\ b}$$

siendo:

v la tensión de corte en la sección considerada.

V el esfuerzo de corte en la sección considerada.

Q el momento estático del área de la sección considerada alrededor del eje baricéntrico de la sección total.

I el momento de inercia de la sección total.

b el ancho en el lugar donde se determina la tensión de corte.

C 22.5.6. Hormigón liviano

Ver el Comentario al artículo 11.2.

C 22.6. TABIQUES

Los ***tabiques de hormigón estructural simple*** se utilizan en forma habitual para la construcción de tabiques o muros de fundación en viviendas y en edificios comerciales livianos en zonas de baja o nula actividad sísmica. Aunque este Reglamento no impone una limitación en la altura máxima absoluta para los tabiques de hormigón simple, se advierte a los proyectistas tanto acerca de las limitaciones que presenta la extrapolación de experiencias con estructuras relativamente menores a otras que no lo son, como sobre la utilización de tabiques de hormigón simple en construcciones de más de dos pisos y en otras estructuras de envergadura en las cuales los asentamientos diferenciales, el viento, el sismo, u otras condiciones de carga no contempladas, exigen que los tabiques posean alguna ductilidad y capacidad de mantener su integridad después de fisurados. Para estas condiciones se exige que se ***utilicen tabiques diseñados como elementos de hormigón armado*** de acuerdo con el Capítulo 14.

Las ***directivas para los tabiques de hormigón estructural simple*** se aplican sólo a tabiques apoyados en forma lateral, de tal manera de evitar el desplazamiento lateral relativo entre la parte superior y la inferior de un tabique individual (ver el artículo 22.6.6.4). Este ***Reglamento no contempla la utilización de tabiques que carecen de apoyo horizontal*** que evite el desplazamiento relativo entre la parte superior y la parte inferior de un tabique individual, razón por la cual ***estos tabiques no apoyados lateralmente*** se deben diseñar como elementos de hormigón armado de acuerdo con este Reglamento.

C 22.6.5. Método de diseño empírico

Cuando la ***carga resultante se ubique dentro del tercio medio del espesor del tabique*** (núcleo central de la sección del tabique), los ***tabiques de hormigón estructural simple*** se pueden diseñar utilizando la expresión simplificada (22-14). En la determinación de la excentricidad total de la carga mayorada P_u , se deben utilizar las cargas excéntricas y las fuerzas horizontales. Si la excentricidad no supera el valor ***h/6***, la expresión (22-14) se puede utilizar y el diseño se puede realizar considerando a P_u como una ***carga centrada***.

La carga axial mayorada P_u debe ser igual o menor que la resistencia de diseño a carga axial ϕP_n $(P_u \leq \phi P_n)$. La expresión (22-14) se presenta en este Reglamento para indicar el rango general de condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos de elementos de hormigón estructural simple que se diseñan habitualmente.

Las limitaciones indicadas en el artículo 22.6.6. se deben aplicar ya sea que el tabique se dimensione de acuerdo con el artículo 22.5.3., o con el método de diseño empírico establecido en el artículo 22.6.5.

C 22.7. ZAPATAS

C 22.7.4. El ***espesor de las zapatas de hormigón simple de dimensiones normales*** está controlado por la resistencia a flexión (esfuerzo en la fibra traccionada extrema no superior a $\frac{5}{12}\phi\sqrt{f'_c}$) y ***no por la resistencia al corte***, la que en muy raras ocasiones podrá controlar el valor espesor (ver el comentario al artículo 22.5.4.)

En las zapatas hormigonadas contra el terreno, el valor del espesor total ***h,*** que se utiliza en los cálculos de resistencia, se debe fijar en **50 mm menos** que el ***espesor real***, con el fin de considerar las irregularidades del terreno, imperfecciones de la excavación y la contaminación del hormigón adyacente al suelo, como lo exige el artículo 22.4.8. Por lo tanto si el espesor mínimo ***h*** de una zapata es de **200 mm**, la determinación de las tensiones de flexión y corte se deben realizar para un espesor total ***h*** de **150 mm**.

C 22.8. PEDESTALES

La ***limitación de la relación altura-espesor*** para los ***pedestales de hormigón estructural simple no se debe aplicar*** a aquellas partes de los pedestales que están enterradas en el terreno y que proporcionan una restricción lateral.

C 22.9. ELEMENTOS PREFABRICADOS

Los ***elementos prefabricados de hormigón estructural simple*** están sujetos a todas las limitaciones y disposiciones que se describen en el Capítulo 22 y sus Comentarios para los elementos hormigonados “in-situ”.

Las exigencias con respecto a las ***juntas de contracción o de dilatación*** pueden ser un poco diferentes a las que se explicitan para hormigón colocado “in-situ”, dado que la mayor parte de las tensiones internas debidas a la contracción se producen ***antes del montaje***.

Los ***elementos prefabricados*** se deben unir o vincular a otros elementos con el fin de asegurar su estabilidad. Las uniones se deben realizar de tal forma que ***no se transfieran tensiones de tracción de un elemento a otro***.

COMENTARIOS AL APÉNDICE A.

MODELOS DE BIELAS

CA.0. SIMBOLOGÍA

Las unidades que se indican en este artículo para orientar al usuario, no tienen la intención de excluir la utilización de otras unidades correctamente aplicadas, que permite el Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA).

CA.1. DEFINICIONES

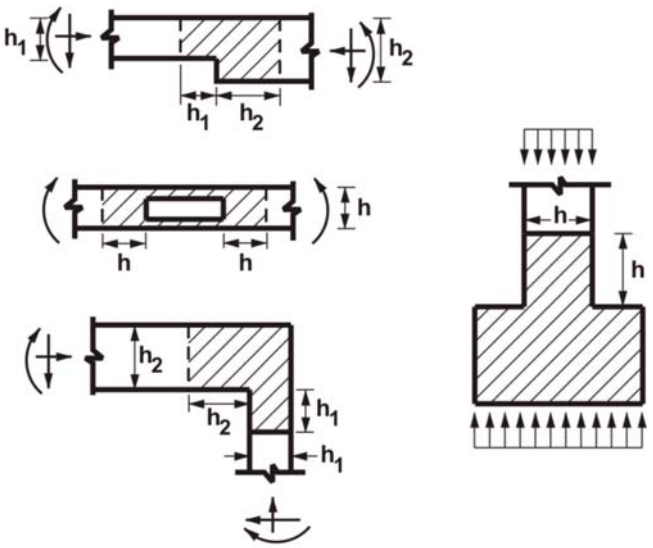
Región B – En general, cualquier parte de un elemento ubicado fuera de las regiones D constituye una región B.

Discontinuidad – En un elemento estructural se produce una discontinuidad en la distribución de las tensiones, en los puntos donde cambia la geometría del elemento o en el punto de aplicación de una carga concentrada o reacción. El principio de St. Venant indica que las tensiones debidas a la carga axial y a flexión se aproximan a una distribución lineal, a una distancia aproximadamente igual a la altura total del elemento, ***h***, a partir de la discontinuidad. Por este motivo se supone que las discontinuidades se extienden una distancia ***h*** a partir de la sección donde ocurre el cambio de geometría o de carga. En la Figura CA.1.1(a) se ilustran discontinuidades geométricas y de carga típicas, y en la Figura CA.1.1(b) se ilustran combinaciones de discontinuidades geométricas y de carga.

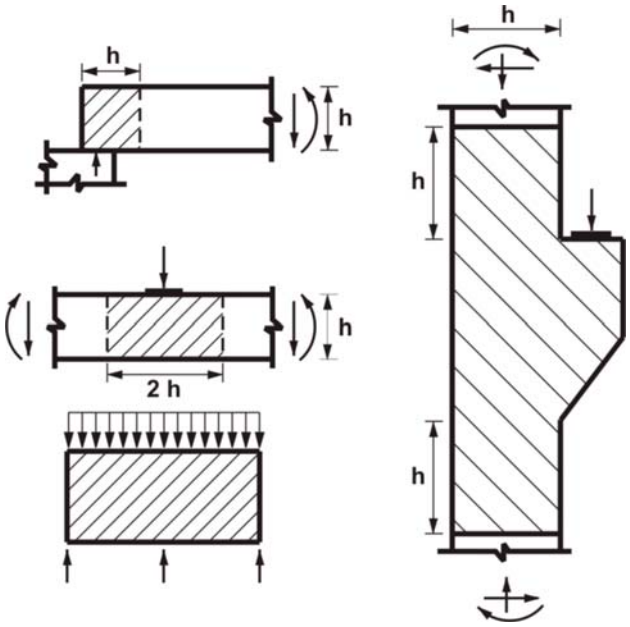
Región D – Las regiones sombreadas en las Figuras CA.1.1(a) y (b) muestran regiones D típicas (ver la referencia A.1.). En estas regiones no es aplicable la hipótesis de secciones planas del artículo 10.2.2.

Cada luz de corte, (a), de la viga, que se ilustra en la Figura CA.1.2(a), es una región D. Si dos regiones D se encuentran o se superponen como se ilustra en la Figura CA.1.2(b), se las puede considerar, a los fines del diseño, como una única región D. La máxima relación longitud-profundidad de esta región D sería aproximadamente dos. Por lo tanto, el menor ángulo entre el puntal y el tensor en una región D es arctang(2) = 26,5 °, valor que redondeado se adopta como 25 °.

Si en una luz de corte hay una región B entre dos regiones D, como se ilustra en la Figura CA.1.2(c), la resistencia de la luz de corte es determinada por la resistencia de la región B, siempre que las regiones B y D posean geometrías y armaduras similares (ver la referencia A.2.). Esto se debe a que la resistencia al corte de una región B es menor que la resistencia al corte de una región D comparable. Las luces de corte que contienen regiones B, caso habitual en el diseño de vigas, se diseñan al corte utilizando los procedimientos tradicionales de diseño al corte especificados en los artículos 11.1 a 11.5 inclusive, ignorando las regiones D.



(a) Discontinuidades Geométricas

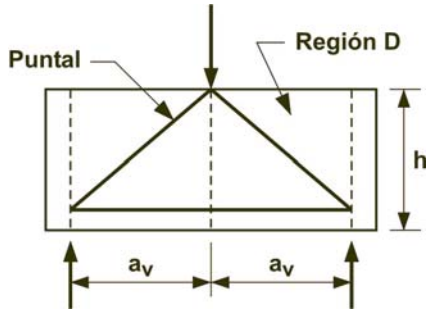


(b) Discontinuidades de carga y geométricas

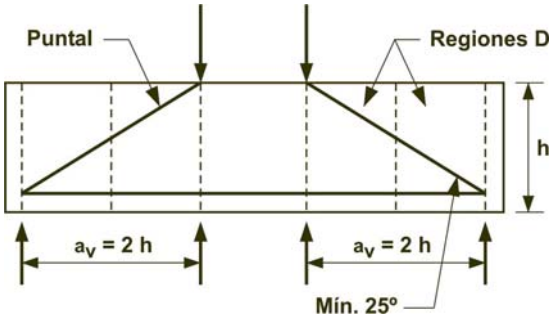
Figura CA.1.1. Regiones D y discontinuidades

Viga de gran altura – Ver las Figuras CA.1.2(a), CA.1.2(b) y CA.1.3, y los artículos 10.7 y 11.8.

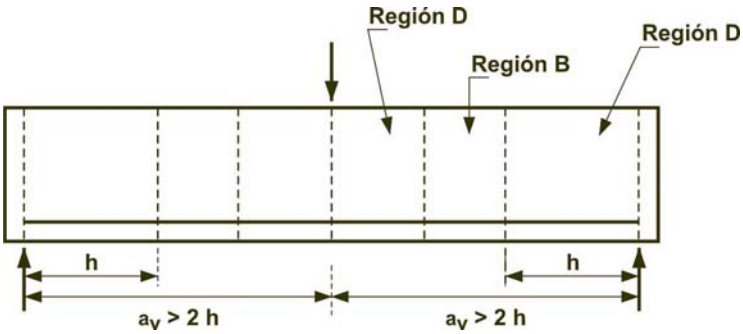
Nodo – Para que haya equilibrio en un nodo de un modelo de bielas, deberían actuar al menos tres esfuerzos, como se ilustra en la Figura CA.1.4. Los nodos se clasifican de acuerdo con los signos de estos esfuerzos. Un nodo ***C-C-C*** resiste tres esfuerzos de compresión, un nodo ***C-C-T*** resiste dos esfuerzos de compresión y un esfuerzo de tracción y así sucesivamente.



(a) Luz de corte, a_v < 2h, viga de gran altura



(b) Luz de corte, a_v = 2h, límite para viga de gran altura



(c) Luz de corte, a_v > 2h, viga esbelta

Figura CA.1.2. Descripción de vigas de gran altura y vigas esbeltas

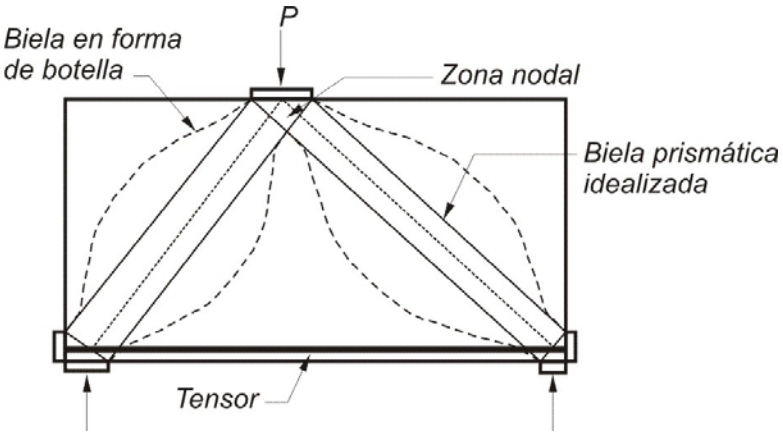
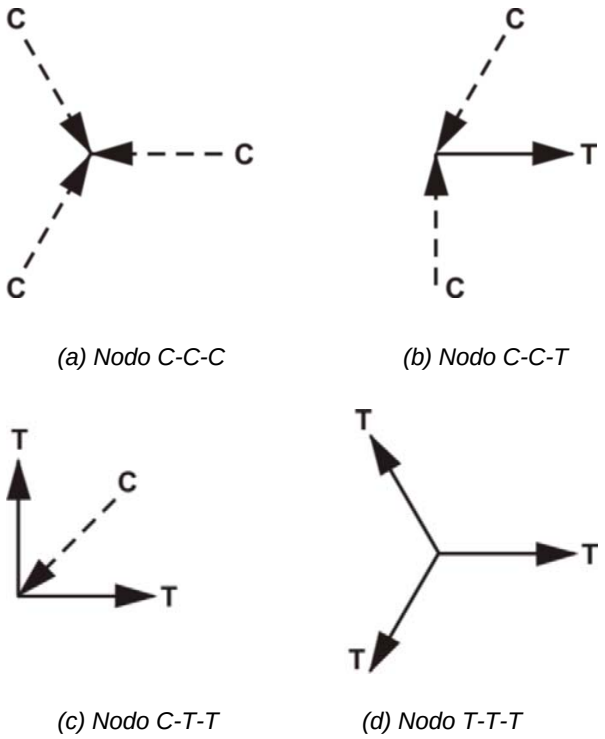


Figura CA.1.3. Descripción de un modelo de bielas

Zona nodal – Históricamente se utilizaban zonas nodales hidrostáticas como se ilustra en la Figura CA.1.5. Estas han sido ampliamente superadas por lo que se denomina **zonas nodales extendidas**, las cuales se ilustran en la Figura CA.1.6.

Una ***zona nodal hidrostática*** es aquella que tiene caras cargadas perpendiculares a los ejes de los puntales y tensores que actúan sobre el nodo y tensiones iguales en las caras cargadas. La Figura CA.1.5(a) ilustra una zona nodal ***C-C-C***. Si las tensiones en la cara de la zona nodal son iguales en los tres puntales, las relaciones entre las longitudes de los lados de la zona nodal, w_{n1} , w_{n2} , w_{n3} , son proporcionales a los tres esfuerzos C_1 , C_2 , C_3. Las caras de una zona nodal hidrostática son perpendiculares a los ejes de los puntales y tensores que actúan sobre la zona nodal.

Estas zonas nodales se denominan zonas nodales hidrostáticas debido a que las tensiones en el plano son iguales en todas las direcciones. Esta terminología no es estrictamente correcta, ya que las tensiones en el plano no son iguales a las tensiones fuera del plano.



(a) Nodo C-C-C *(b) Nodo C-C-T*

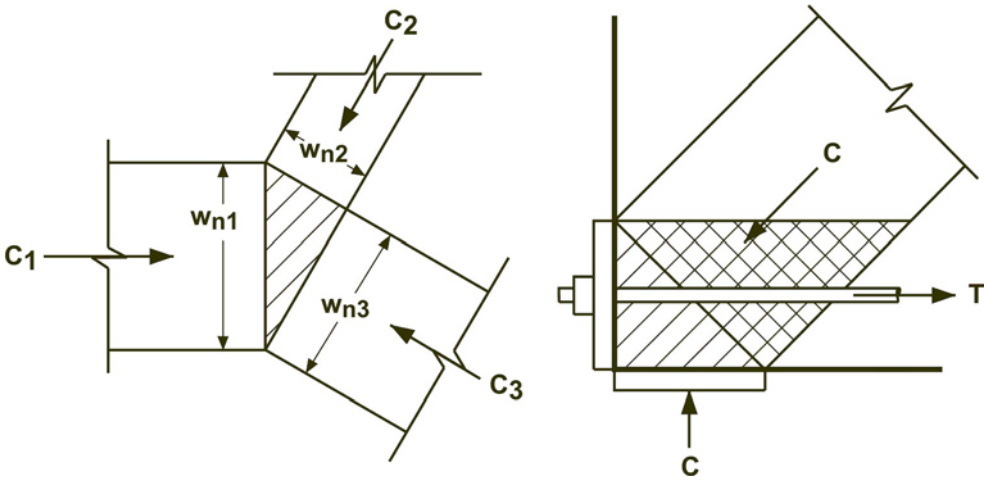
(c) Nodo C-T-T *(d) Nodo T-T-T*

Figura CA.1.4. Clasificación de los nodos

Una zona nodal ***C-C-T*** se puede representar como una zona nodal hidrostática si se supone que el tensor se extiende a través del nodo para ser anclado mediante una placa del lado más alejado del nodo, como se ilustra en la Figura CA.1.5(b), siempre que con el tamaño de la placa se obtengan tensiones de apoyo iguales a las tensiones en los puntales. La placa de apoyo del lado izquierdo de la Figura CA.1.5(b) se utiliza para representar un anclaje real de un tensor. El esfuerzo en el tensor puede estar anclado mediante una placa, o mediante el desarrollo de barras rectas o con ganchos, como se ilustra en la Figura CA.1.5(c).

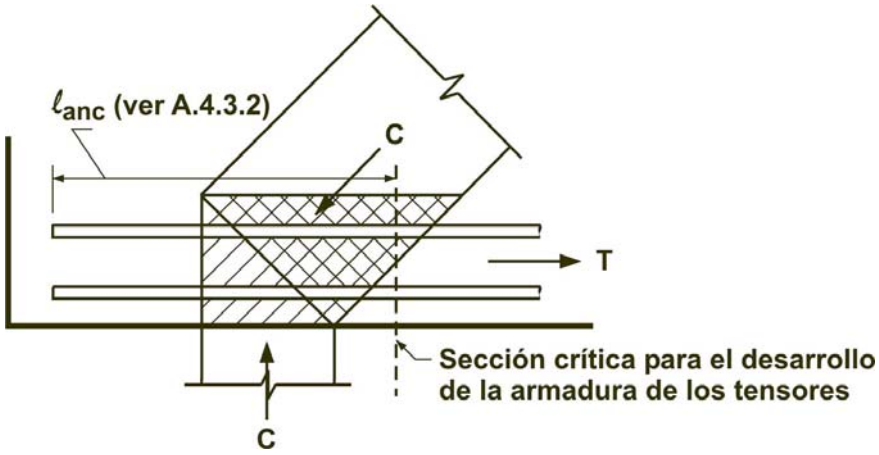
En las Figuras CA.1.6(a) y (b) las áreas rayadas corresponden a zonas nodales extendidas. Una ***zona nodal extendida*** es la porción de un elemento limitada por la intersección del ancho efectivo del puntal, w_s , y el ancho efectivo del tensor, w_t (ver la Figura CA.4.2).

En la zona nodal ilustrada en la Figura CA.1.7(a), la reacción ***R*** equilibra las componentes verticales de los esfuerzos C_1 y C_2 . En muchos casos los cálculos se simplifican si la ***reacción R*** se divide en R_1, que equilibra la componente vertical de C_1 , y R_2 , que equilibra la componente vertical del esfuerzo C_2 , como se ilustra en la Figura CA.1.7(b).



(a) Geometría

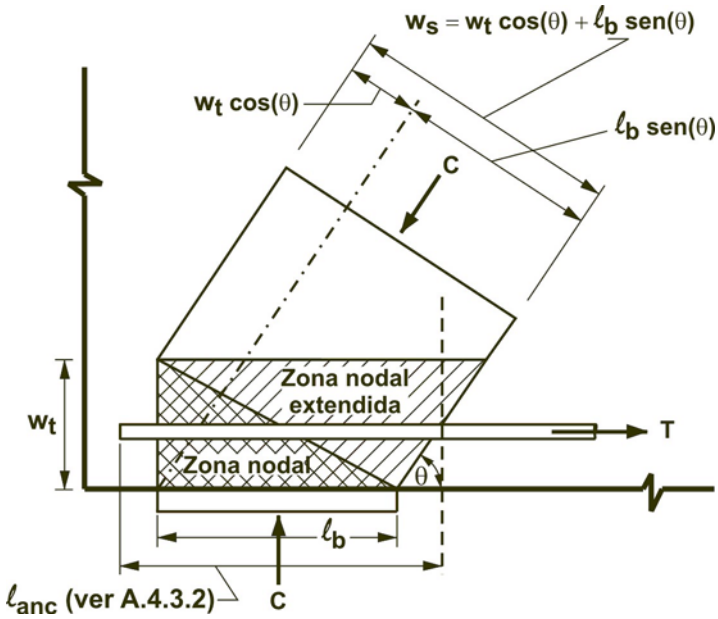
(b) Esfuerzo de tracción anclado por medio de una placa



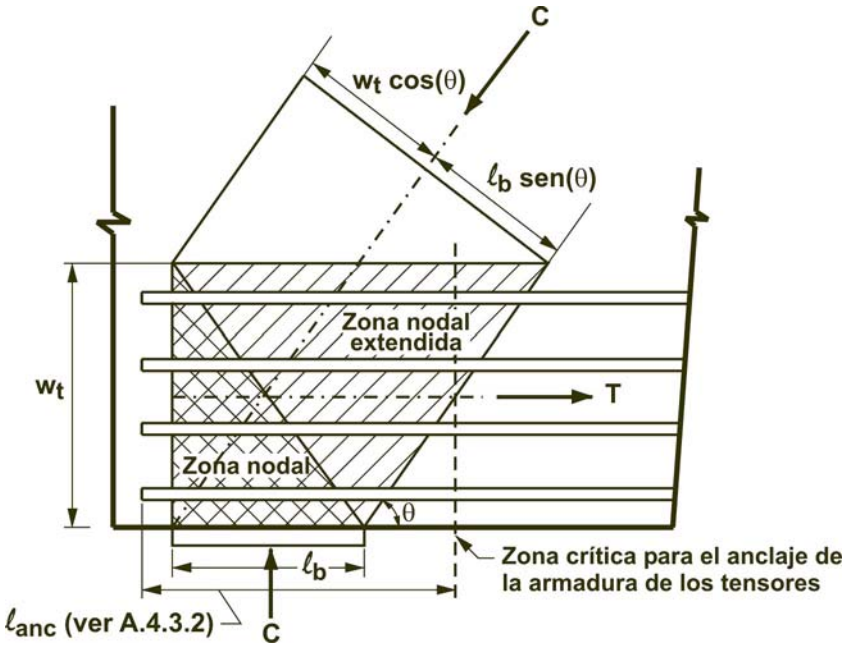
(c) Esfuerzo de tracción anclado por adherencia

Figura CA.1.5. Nodos hidrostáticos

Puntal – A los fines del diseño los puntales generalmente se idealizan como elementos prismáticos comprimidos, como lo indican los contornos en línea llena de los puntales de la Figura CA.1.3. Si, debido a diferentes resistencias de las zonas nodales en ambos extremos, o bien a diferentes longitudes de apoyo, la resistencia efectiva a la compresión f_{ce} es diferente en los dos extremos de un puntal, el puntal se idealiza como un elemento comprimido uniformemente ahusado.



(a) Una capa de armadura



(b) Armadura distribuida

Figura CA.1.6. Zona nodal extendida que muestra los efectos de la distribución del esfuerzo

Puntales en forma de botella – Un puntal en forma de botella es un puntal ubicado en una región de un elemento donde el ancho del hormigón comprimido, en la mitad de la longitud del puntal, se puede expandir lateralmente (ver las referencias A.1. y A.3.).

Los contornos curvos representados mediante líneas discontinuas en la Figura CA.1.3 y los contornos curvos representados mediante línea llena de la Figura CA.1.8 definen en forma aproximada los límites de los puntales en forma de botella. Un ensayo de tracción por compresión diametral en probeta cilíndrica es un ejemplo de un puntal en forma de botella. La expansión lateral interna del esfuerzo de compresión, aplicado en este tipo de ensayo, produce una tracción transversal que provoca el hendimiento de la probeta.

A fin de simplificar el diseño, los puntales en forma de botella se idealizan ya sea como prismas o bien como uniformemente ahusados, y para resistir la tracción transversal se debe disponer la armadura para control de la fisuración indicada en el artículo A.3.3. La cantidad de armadura transversal de confinamiento se puede determinar utilizando el modelo de bielas ilustrado en la Figura CA.1.8(b), donde los puntales que representan la expansión del esfuerzo de compresión actúan con una pendiente de 1:2 con respecto al eje del esfuerzo de compresión aplicado. Alternativamente, para f'_c igual o menor que 42 MPa, se puede utilizar la expresión (A-4). El área de la sección transversal A_{cs} de un puntal en forma de botella, se debe considerar como la menor de las áreas de las secciones transversales en los dos extremos del puntal. Ver la Figura CA.1.8(a).

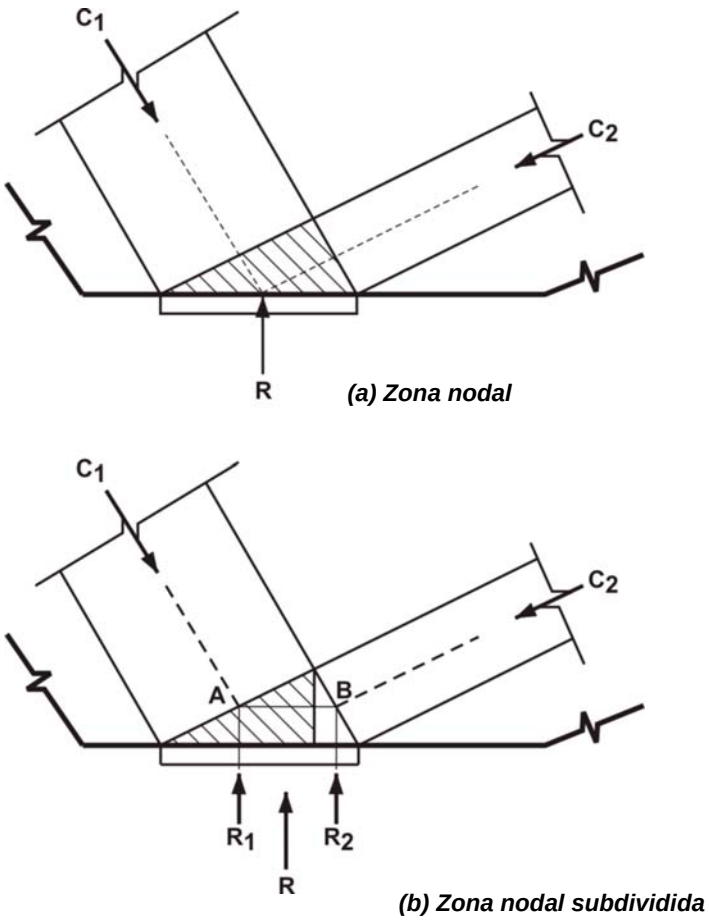


Figura CA.1.7. Subdivisión de una zona nodal.

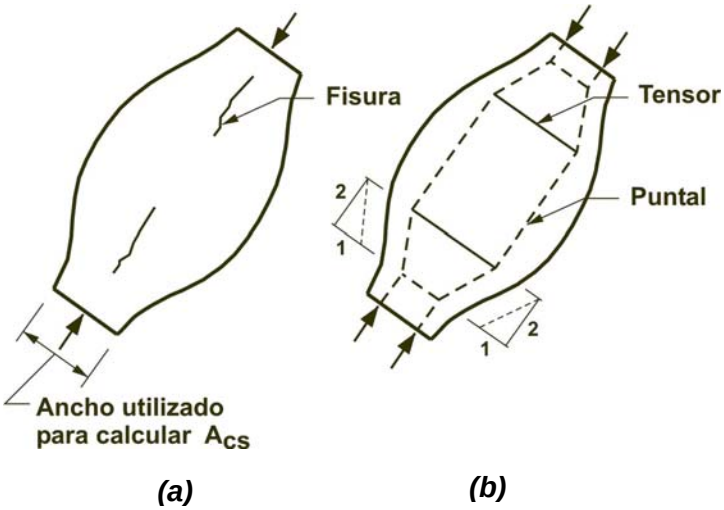


Figura CA.1.8. Puntal en forma de botella:
(a) fisuración de un puntal en forma de botella;
(b) modelo de bielas de un puntal en forma de botella.

Modelo de bielas – En la Figura CA.1.3 se identifican los componentes de un modelo de bielas de una viga de gran altura de un solo tramo cargada con una carga concentrada. Las dimensiones de la sección transversal de un puntal o tensor se denominan espesor y ancho, siendo ambos perpendiculares al eje del puntal o tensor. El espesor es perpendicular al plano del modelo reticulado, mientras que el ancho está comprendido en el plano del modelo reticulado.

Tensor – Un tensor está constituido por armadura no tesa o por acero de pretensado más una parte del hormigón que lo rodea, que se considera concéntrica con el eje del tensor. El hormigón circundante se incluye para definir la zona en la cual se han de anclar los esfuerzos en los puntales y los tensores. El hormigón de un tensor no se utiliza para resistir el esfuerzo axial que actúa en el mismo. A pesar de no ser considerado en el diseño, el hormigón circundante reducirá los alargamientos de los tensores, particularmente bajo cargas de servicio.

CA.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA UN MODELO DE BIELAS

CA.2.1. El modelo de reticulado descrito en el artículo A.2.1 se conoce como modelo de bielas. En las referencias A.1. a A.7. se detalla la utilización de los modelos de bielas. El diseño de una región D abarca los cuatro pasos siguientes:

1. Definir y aislar cada una de las regiones D;

2. Determinar los esfuerzos resultantes que actúan en los límites de cada una de las regiones D;

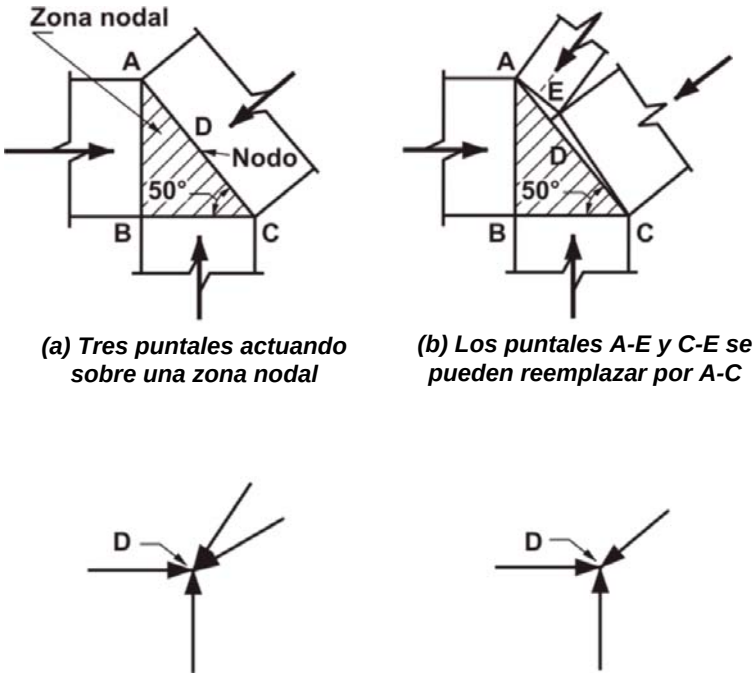
3. Seleccionar un modelo de reticulado para transferir los esfuerzos resultantes a través de la región D. Los ejes de los puntales y de los tensores, respectivamente, se deben seleccionar de manera que coincidan aproximadamente con los ejes de los campos de compresión y tracción. Determinar los esfuerzos en los puntales y los tensores.

4. Los anchos efectivos de los puntales y de las zonas nodales se deben determinar considerando los esfuerzos obtenidos en el punto 3 y las resistencias efectivas del hormigón definidas en los artículos A.3.2 y A.5.2, y se debe disponer en los tensores la armadura determinada considerando las resistencias del acero, definidas en el artículo A.4.1. La armadura se debería anclar en las zonas nodales.

Los modelos de bielas representan estados límites de resistencia, y los proyectistas o diseñadores estructurales también deberían satisfacer los requisitos de serviciabilidad establecidos en este Reglamento. Las flechas de las vigas de gran altura o de elementos similares se pueden estimar analizando el modelo de bielas mediante un análisis elástico. Además, los anchos de fisura en los tensores se pueden verificar utilizando las disposiciones del artículo 10.6.4, suponiendo que el tensor está encerrado en un prisma de hormigón correspondiente al área de tensor indicado en el artículo CA.4.2.

CA.2.3. Los puntales, tensores y zonas nodales que componen el modelo de bielas tienen anchos finitos que se deberían considerar al seleccionar las dimensiones del reticulado. La Figura CA.2.3(a) ilustra un nodo y la correspondiente zona nodal. Los esfuerzos vertical y horizontal equilibran el esfuerzo en el puntal inclinado. Si las tensiones son iguales en los tres puntales se puede utilizar una zona nodal hidrostática, y los anchos de los puntales serán proporcionales a los esfuerzos que actúan en los mismos.

Si en una zona nodal de una estructura bidimensional actúan más de tres esfuerzos, como se ilustra en la Figura CA.2.3(b), generalmente será necesario resolver algunos de los esfuerzos para obtener tres esfuerzos que se intersequen. En la Figura CA.2.3(b) los esfuerzos de los puntales que actúan sobre las caras A-E y C-E se pueden reemplazar por un esfuerzo actuando sobre la cara A-C. Este esfuerzo atraviesa el nodo en el punto D.



(a) Tres puntales actuando sobre una zona nodal

(b) Los puntales A-E y C-E se pueden reemplazar por A-C

(c) Cuatro puntales actuando sobre el nodo D

(d) Esfuerzos del lado derecho del nodo ilustrado en (c) resueltos

Figura CA.2.3. Resolución de los esfuerzos en una zona nodal.

Alternativamente, el modelo de bielas se podría analizar suponiendo que todos los esfuerzos de los puntales actúan atravesando el nodo en D, como se ilustra en la Figura CA.2.3(c). En este caso los esfuerzos en los dos puntales a la derecha del Nodo D se pueden resolver para obtener un único esfuerzo actuando a través del punto D, como se indica en la Figura CA.2.3(d).

Si el ancho del apoyo en la dirección perpendicular al elemento es menor que el ancho del elemento, puede ser necesario disponer armadura transversal para impedir el hendimiento vertical en el plano del nodo. Esto se puede modelar utilizando un modelo de bielas transversal.

CA.2.5. El ángulo entre los ejes de los puntales y los tensores que actúan en un nodo debería ser lo suficientemente grande para mitigar la fisuración e impedir incompatibilidades debidas al acortamiento de los puntales y al alargamiento de los tensores que se producen prácticamente en las mismas direcciones. Esta limitación en el valor del ángulo impide que las longitudes de corte de las vigas esbeltas se modelen utilizando puntales con inclinaciones menores que ***25°*** con respecto al acero longitudinal. Ver la referencia A.6.

CA.2.6. Las cargas mayoradas se aplican al modelo de bielas, y se determinan los esfuerzos en todos los puntales, tensores y zonas nodales. Si existen varios estados de carga todos ellos deberían ser investigados. Luego se analiza el modelo o los modelos de bielas para todos los estados de carga; donde para un puntal, un tensor o zona nodal dada, F_u es el mayor esfuerzo que se obtiene una vez analizados todos los estados de cargas del elemento.

CA.3. RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

CA.3.1. El ancho de puntal w_s , utilizado para calcular A_{cs} , es la menor dimensión perpendicular al eje del puntal en los extremos del puntal. Este ancho del puntal se ilustra en las Figuras CA.1.5(a) y CA.1.6(a) y (b). En las estructuras bidimensionales, como las vigas de gran altura, el espesor de los puntales se puede considerar como el ancho del elemento.

CA.3.2. El coeficiente de resistencia que aparece en la expresión (A-3), $0{,}85\ f'_c$, representa la resistencia efectiva del hormigón bajo esfuerzos de compresión de larga duración, similar al utilizado en las expresiones (10-1) y (10-2).

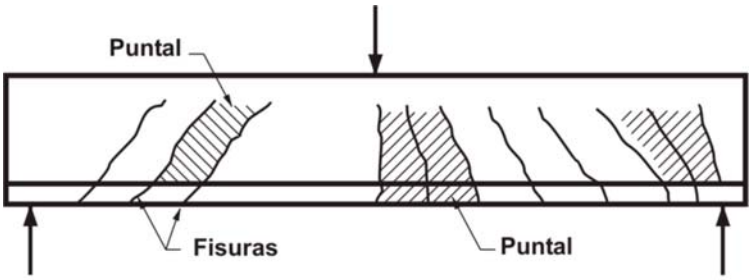
CA.3.2.1. El valor de β_s dado en el artículo A.3.2.1 se debe aplicar a un puntal equivalente al bloque rectangular de tensiones en una zona comprimida de una viga o de una columna.

CA.3.2.2. El valor de β_s dado en el artículo A.3.2.2 se debe aplicar a los puntales en forma de botella, como las ilustradas en la Figura CA.1.3. La expansión lateral interna de los esfuerzos de compresión puede producir hendimiento paralelo al eje del puntal cerca de los extremos del mismo, como se ilustra en la Figura CA.1.8. La armadura colocada para resistir el esfuerzo de hendimiento, limita el ancho de las fisuras, permite que el puntal resista más carga axial y permite alguna redistribución de los esfuerzos.

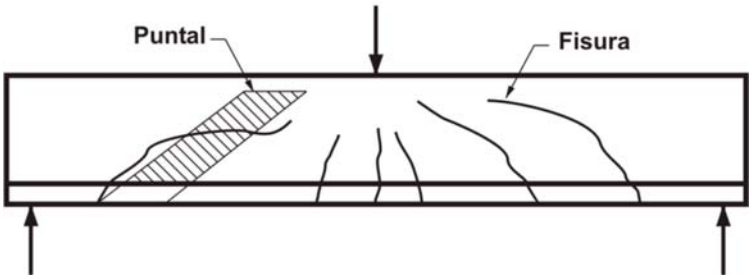
El valor de β_s especificado en el artículo A.3.2.2(b) incluye el factor de corrección para hormigón liviano, λ, ya que se supone que la resistencia de un puntal sin armadura transversal está limitada a un valor menor que la carga a la cual se desarrolla la fisuración longitudinal.

CA.3.2.3. El valor de β_s dado en el artículo A.3.2.3 se aplica, por ejemplo, a puntales comprimidos en los modelos de bielas utilizados para diseñar la armadura longitudinal y transversal de las alas traccionadas de las vigas, vigas cajón y tabiques. Este valor reducido de β_s , refleja el hecho de que es necesario que estos puntales transfieran esfuerzos de compresión a través de las fisuras en las zonas traccionadas.

CA.3.2.4. El valor de β_s especificado en el artículo A.3.2.4 se aplica a los puntales no incluidos en el alcance de los artículos A.3.2.1, A.3.2.2 y A.3.2.3. A modo de ejemplo se pueden mencionar los puntales en un campo de compresión en el alma de una viga, donde es probable que las fisuras diagonales paralelas dividan el alma en puntales inclinados, y en puntales que probablemente serán atravesados por las fisuras que formarán un ángulo con los mismos (ver las Figuras CA.3.2(a) y (b)). El valor de β_s especificado en el artículo A.3.2.4 proporciona un límite inferior razonable para el valor de β_s , excepto para los puntales descriptos en los artículos A.3.2.2(b) y A.3.2.3.



(a) Puntales en el alma de una viga con fisuras inclinadas paralelas a los puntales - artículo A.3.2.4



(b) Puntales atravesados por fisuras diagonales - artículo A.3.2.4

Figura CA.3.2. Tipos de puntales

CA.3.3. La armadura requerida por el artículo A.3.3 se relaciona con el esfuerzo de tracción en el hormigón debida a la expansión del puntal, como se ilustra en el modelo de bielas de la Figura CA.1.8(b). El artículo CA.3.3 permite que los Proyectistas o Diseñadores Estructurales utilicen modelos locales de puntales y tensores para determinar la cantidad de armadura transversal requerida en un puntal determinado. Se puede suponer

que los esfuerzos de compresión en el puntal se expanden con una pendiente de 2:1, como se ilustra en la Figura CA.1.8(b). Para resistencias del hormigón iguales o menores que ***42 MPa***, se considera que la cantidad de acero requerida por la expresión (A-4) satisface las especificaciones del artículo A.3.3.

La Figura CA.3.3 ilustra dos capas de armadura que atraviesan un puntal fisurado. Si la fisura se abre sin deslizamiento por corte a lo largo de dicha fisura, las barras verticales de la capa ***i*** en la Figura CA.3.3 provocarán una tensión perpendicular al puntal igual a:

$$\frac{A_{si}}{b}\frac{f_{si}}{s_i}\ sen(\alpha_i)$$

donde el subíndice ***i*** adopta los valores 1 y 2 según se trate de las barras verticales u horizontales, respectivamente, indicadas en la Figura CA.3.3.

La expresión (A-4) está expresada en términos de una cuantía de armadura antes que en términos de una tensión, lo cual facilita los cálculos.

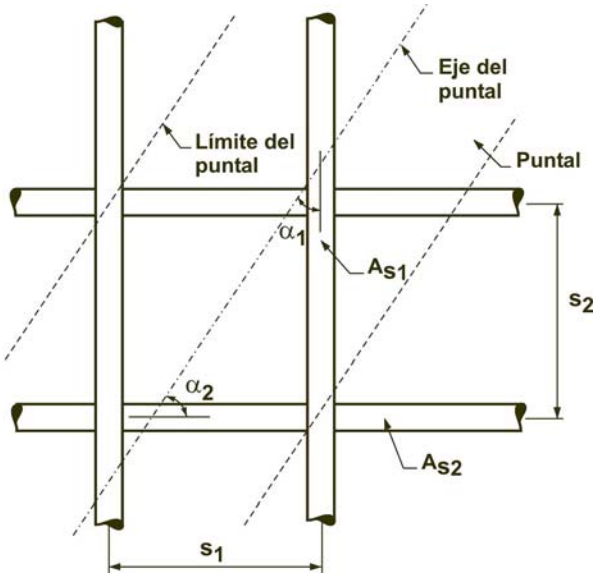


Figura CA.3.3. Ejemplo de una disposición de armadura que atraviesa un puntal.

Con frecuencia la armadura de confinamiento especificada en el artículo A.3.3 resulta difícil de ubicar en estructuras tridimensionales, tales como los cabezales de pilotes. Si no se coloca esta armadura, se utiliza el valor de f_{ce} especificado en el artículo A.3.2.2(b).

CA.3.3.2. En una ménsula corta, con una relación luz de corte-profundidad, menor que 1,0 la armadura de confinamiento requerida para satisfacer el artículo A.3.3 generalmente se provee en forma de estribos horizontales que cruzan el puntal comprimido inclinado, como se ilustra en la Figura 11.9.2.

CA.3.4. Algunas veces en el diseño de las zonas de anclaje de los cables de hormigón pretensado se utiliza confinamiento para mejorar la resistencia a la compresión de los puntales de manera localizada. En las referencias A.4. y A.8. se discute el confinamiento de puntales.

CA.3.5. La resistencia aportada por la armadura está dada por el último término de la expresión (A-5). La tensión f'_s en la armadura de un puntal para la resistencia nominal, se puede obtener a partir de las deformaciones en el puntal, en el momento de producirse su aplastamiento. Para armadura con $f_y = 220$ **MPa** y $f_y = 420$ **MPa**, el valor de f'_s se puede adoptar igual a f_y.

CA.4. RESISTENCIA DE LOS TENSORES

CA.4.2. El ancho efectivo del tensor, supuesto para el diseño, w_t, puede variar dentro de los siguientes límites, dependiendo de la distribución de la armadura en el tensor:

a) Si en el tensor las barras están en una sola capa, el ancho efectivo del tensor se puede adoptar como el diámetro de las barras en el tensor, más dos veces el recubrimiento hasta la superficie de las barras, como se ilustra en la Figura CA.1.6(a); y

b) Como límite superior práctico para el ancho del tensor, se puede adoptar el ancho correspondiente al ancho en una zona nodal hidrostática, calculado como

$$w_{t,máx} = F_{nt} / (f_{ce}\, b_s) \qquad \text{(CA-A)}$$

donde f_{ce} es la resistencia efectiva a la compresión aplicable de la zona nodal, dada en el artículo A.5.2. Si el ancho del tensor supera el valor del punto a, la armadura del tensor se debería distribuir de manera aproximadamente uniforme en el ancho y en el espesor del tensor, como se ilustra en la Figura CA.1.6(b).

CA.4.3. Con frecuencia el anclaje de los tensores requiere particular atención en las zonas nodales de las ménsulas cortas o en las zonas nodales adyacentes a los apoyos exteriores de las vigas de gran altura. La armadura de un tensor se debería anclar, antes que abandone la zona nodal extendida en el punto definido por la intersección del baricentro de las barras del tensor y las prolongaciones de los contornos del puntal, o bien del área de apoyo. Esta longitud se denomina ℓ_{anc}. En las Figuras CA.1.6(a) y (b) esto ocurre donde el contorno de la zona nodal extendida es cortado por el baricentro de la armadura en el tensor. Parte del anclaje se puede lograr prolongando la armadura a través de la zona nodal, como se ilustra en la Figura CA.1.5(c), y desarrollándola más allá de la zona nodal. Si el tensor se ancla utilizando ganchos de **90°**, los ganchos deberían estar confinados dentro de la armadura que se extiende hacia el interior de la viga a partir del elemento de apoyo, a fin de evitar que se produzca fisuración a lo largo de la parte externa de los ganchos en la región de apoyo.

En las vigas de gran altura se utilizan algunas veces barras en forma de horquilla, empalmadas con la armadura de los tensores, para anclar los esfuerzos de tracción de los tensores en los apoyos exteriores, siempre que el ancho de la viga sea suficiente para acomodar estas barras.

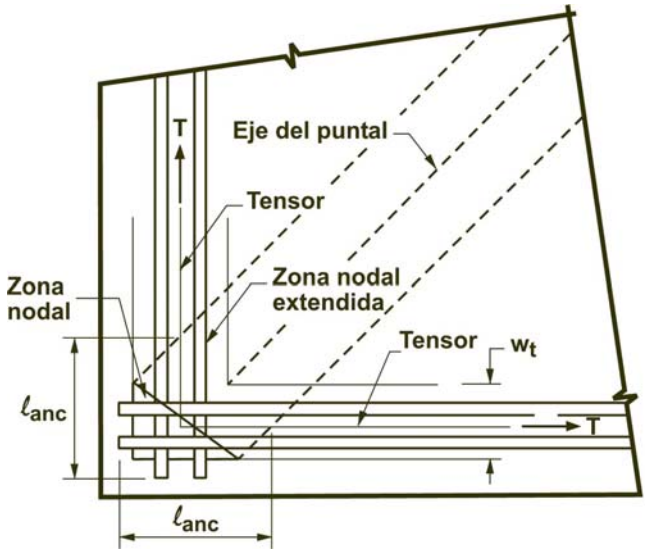


Figura CA.4.3. Zona nodal extendida que ancla dos tensores.

La Figura CA.4.3 muestra dos tensores anclados en una zona nodal. El anclaje se exige en el lugar donde el baricentro de los tensores cruza el contorno de la zona nodal extendida.

La longitud de anclaje de la armadura de los tensores se puede reducir utilizando ganchos, dispositivos mecánicos o confinamiento adicional, o bien empalmándola con varias capas de barras de menor tamaño.

CA.5. RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

CA.5.1. Si las tensiones en todos los puntales que concurren a un nodo son iguales, se puede utilizar una zona nodal hidrostática. Las caras de este tipo de zona nodal son perpendiculares a los ejes de los puntales, y los anchos de las caras de la zona nodal son proporcionales a los esfuerzos en los puntales.

Suponiendo que las tensiones principales en los puntales y tensores actúan paralelas a los ejes de los puntales y tensores, las tensiones en las caras perpendiculares a estos ejes son tensiones principales, y se debe utilizar el artículo A.5.1(a). Si, como se ilustra en la Figura CA.1.6(b), la cara de una zona nodal no es perpendicular al eje del puntal, sobre la cara de la zona nodal habrá tanto tensiones de corte como tensiones normales. Habitualmente estas tensiones se reemplazan por la tensión normal (compresión principal) que actúa sobre el área de la sección transversal $\boldsymbol{A_{cs}}$ del puntal, considerada perpendicularmente al eje del puntal.

En algunos casos, la aplicación del artículo A.5.1(b) requiere verificar las tensiones que actúan sobre una sección que atraviesa una zona nodal subdividida. Las tensiones se verifican en la sección de menor área perpendicular a un esfuerzo resultante en la zona nodal. En la Figura CA.1.7(b) la cara vertical que divide la zona nodal en dos partes está solicitada por el esfuerzo resultante que actúa sobre A-B. El diseño de la zona nodal se

determina por la sección crítica definida en los artículos A.5.1(a) o A.5.1(b), cualquiera sea la que proporcione la mayor tensión.

CA.5.2. En los elementos bidimensionales, tales como las vigas de gran altura, los nodos se pueden clasificar como: nodos ***C-C-C*** si todos los elementos que se intersecan en el nodo están comprimidos, nodos ***C-C-T***, si uno de los elementos que actúa sobre el nodo está traccionado, y así sucesivamente, como se ilustra en la Figura CA.1.4. La resistencia efectiva a la compresión de la zona nodal está dada por la expresión (A-8), modificada según lo indicado en los artículos A.5.2.1 a A.5.2.3, aplicada a los nodos ***C-C-C***, nodos ***C-C-T***, y nodos ***C-T-T*** ó ***T-T-T***, respectivamente.

Los valores de β_n reflejan el creciente grado de desgarramiento o separación de las zonas nodales debido a la incompatibilidad de las deformaciones por tracción de los tensores y las deformaciones por compresión de los puntales. La tensión en cualquiera de las caras de la zona nodal o en cualquier sección que atraviese la zona nodal no deberían superar los valores dados por la expresión (A-8), modificada según lo indicado en los artículos A.5.2.1 a A.5.2.3.

CA.5.3. Esta descripción de la geometría y la orientación de las caras de las zonas nodales se introduce a los efectos de simplificar el cálculo de la geometría de un modelo de bielas tridimensional.

COMENTARIOS AL APÉNDICE B.

ESPECIFICACIONES ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL (COMPRESIÓN)

C B 1. CAMPO DE VALIDEZ

Este Reglamento permite realizar el diseño a flexión y a carga axial utilizando las especificaciones del ***Apéndice B***, que difieren de las establecidas en el cuerpo central en los valores límites de la armadura, en los factores de reducción de la resistencia ϕ y en la redistribución de momentos.

Los diseños realizados utilizando las especificaciones del ***Apéndice B*** satisfacen el espíritu de este Reglamento y se consideran aceptables desde el punto de vista legal.

Cuando se utilice este Apéndice, serán de aplicación los Comentarios correspondientes a cada artículo.

C B 8.4. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN ELEMENTOS, NO PRETENSADOS, CONTINUOS, SOLICITADOS A FLEXIÓN

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las zonas de articulación plástica. Estas zonas de articulación plástica se desarrollan en los puntos de momento máximo y originan un corrimiento del diagrama de momentos elásticos. El resultado habitual es una reducción de los valores de los momentos negativos en la zona de la articulación plástica y un incremento de los valores de los momentos positivos con respecto a los determinados mediante análisis elástico. Dado que los momentos negativos se determinan para una distribución de carga y los momentos positivos para otra, cada sección tiene una capacidad de reserva que no se utiliza totalmente en ninguna de las condiciones de carga. Las articulaciones plásticas permiten utilizar la capacidad total de un mayor número de secciones transversales de un elemento solicitado a flexión, bajo la acción de cargas últimas.

En Estados Unidos y como parte de un plan de investigación en el que se utilizaron valores conservadores para las deformaciones específicas últimas en el hormigón y longitudes de las articulaciones plásticas obtenidas en base a numerosos ensayos, se analizaron elementos solicitados a flexión con una pequeña capacidad de rotación para evaluar una redistribución de momentos de hasta un ***20 %***, dependiendo de la cuantía de armadura. La conclusión fue que los resultados son conservadores como se muestra en la Figura C B 8.4.

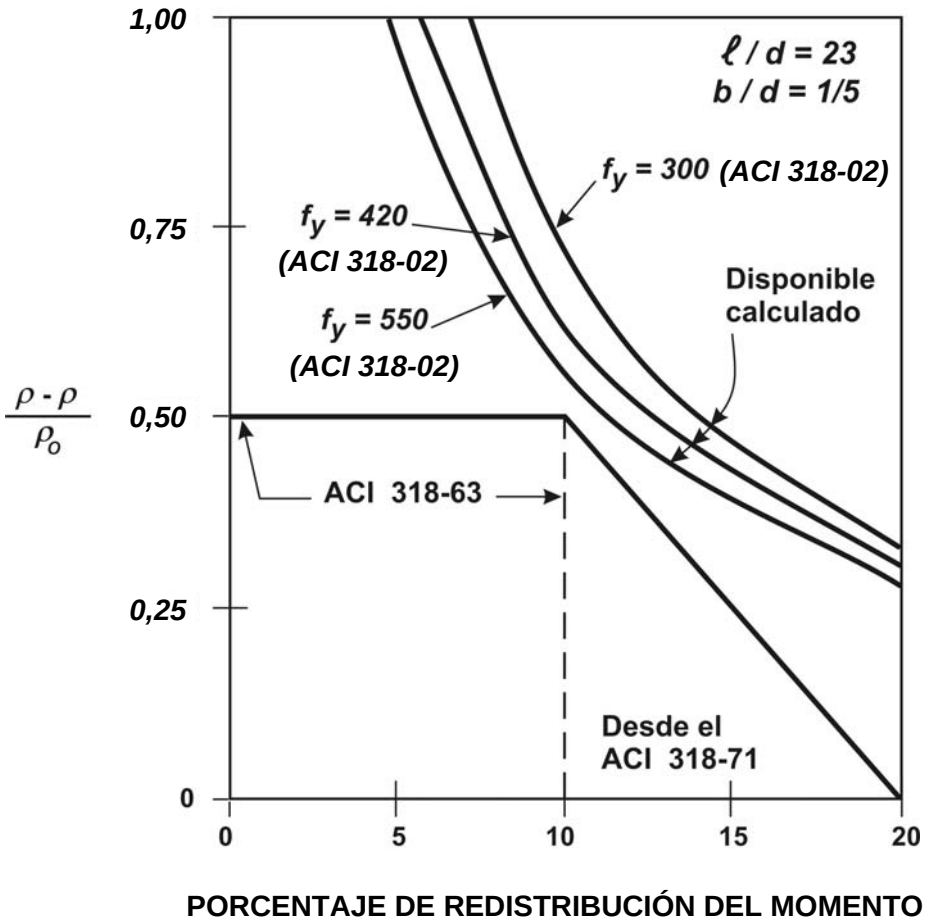


Figura C B 8.4. Redistribución de momentos admitida para una capacidad mínima de rotación. (De acuerdo con la bibliografía internacional).

Los estudios descriptos en las referencias B.1. y B.2. avalan esta conclusión e indican que la fisuración y las flechas en las ***vigas diseñadas con la redistribución de momentos, no son significativamente mayores bajo cargas de servicio, que las de las vigas diseñadas*** con la distribución de momentos de la teoría elástica. Además, estos estudios demuestran que existe una adecuada capacidad de rotación disponible para la redistribución de momentos permitida, siempre que los elementos verifiquen las exigencias de este Reglamento. ***Este Apéndice B mantiene el mismo límite de redistribución de momentos que el utilizado en versiones anteriores del Código ACI 318***.

La redistribución de momentos ***no se puede utilizar*** en sistemas de losas diseñados por el ***Método de Diseño Directo*** (ver el artículo 13.6.1.7.).

C B 10.3. PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

C B 10.3.3. La cantidad máxima de armadura de tracción, en los elementos solicitados a flexión, se limita con el fin de asegurar un determinado nivel de comportamiento dúctil.

La ***resistencia nominal*** a la flexión de una ***sección*** se alcanza cuando la deformación específica en la fibra comprimida extrema alcanza el valor de ***la deformación específica última*** del hormigón (aplastamiento).

En la situación de ***deformación específica última del hormigón***, la deformación específica de la armadura traccionada podría:

- alcanzar exactamente el valor correspondiente a la deformación específica al inicio de la fluencia,
- ser menor que la deformación específica de fluencia (comportamiento elástico), ó
- exceder la deformación específica de fluencia (comportamiento inelástico).

La condición de deformación específica del acero, que se produce en forma simultánea con la deformación última del hormigón, depende de la cantidad relativa de armadura con respecto al hormigón y de la relación entre las resistencias de los materiales f'_c y f_y.

Si el valor de la relación $\rho\ (f_y\ /\ f'_c)$ es suficientemente baja, la deformación del acero traccionado superará en gran medida la deformación de fluencia cuando el hormigón alcance su valor de deformación última, con una gran flecha que permitirá advertir la falla inminente con anticipación (condición de falla dúctil).

Para valores mayores de $\rho\ (f_y\ /\ f'_c)$, la deformación del acero traccionado puede no alcanzar la deformación de fluencia cuando la deformación del hormigón llegue a su valor límite, y en consecuencia, las flechas serán pequeñas y no se advertirá con anticipación la falla inminente (condición de falla frágil). A los fines del diseño se considera más conservador restringir la condición de resistencia nominal, de manera que se pueda anticipar un modo de falla dúctil.

A menos que se exijan cantidades inusuales de ductilidad, la limitación de $0{,}75\ \rho_b$ proporciona el comportamiento dúctil necesario para la mayoría de los diseños. ***Una condición en la cual se requiere un comportamiento más dúctil es el diseño para redistribución de momentos en pórticos y elementos continuos***. El artículo B 8.4. permite la redistribución de los momentos negativos. Dado que la redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las regiones articuladas, la cantidad de armadura traccionada en dichas regiones, se limita a $0{,}5\ \rho_b$.

Para el comportamiento dúctil de las vigas con armadura de compresión sólo es necesario limitar aquella fracción del total de armadura de tracción que es balanceada por la compresión del hormigón. La otra fracción del total de la armadura de tracción, en la cual el esfuerzo está balanceado por la armadura de compresión, no necesita estar limitada por el factor ***0,75***.

C B 18.1. CAMPO DE VALIDEZ

C B 18.1.3. ***Algunos artículos de este Reglamento no son de aplicación al diseño de estructuras de hormigón pretensado por razones específicas, las que se explicitan a continuación***:

Artículo 5.8.5.2. Los cordones de vigas y losas continuas postesadas son habitualmente tesados en un punto a lo largo del tramo donde el perfil del cordón está ubicado en el baricentro de la sección transversal del hormigón, o cerca de él. Por lo tanto, las juntas de construcción interiores, están comúnmente localizadas dentro de los tercios finales del tramo, en vez de en el tercio medio del tramo tal como se requiere en el artículo 5.8.5.2. Las juntas de construcción ubicadas tal como se describe en vigas y losas continuas postesadas tienen una larga historia de comportamiento satisfactorio, razón por la cual el artículo 5.8.5.2. se excluye de su aplicación al hormigón pretensado.

Artículo 7.6.5. El artículo 7.6.5. no se aplica al hormigón pretensado porque los requisitos para la armadura adherente y los cables no adherentes para elementos hormigonados "in–situ" se especifican en los artículos 18.9. y 18.12. respectivamente.

Artículo B 8.4. La redistribución de momentos para el hormigón pretensado se especifica en el artículo B 18.10.4.

Artículos 8.10.2., 8.10.3. y 8.10.4. Los requisitos empíricos dados en los artículos 8.10.2., 8.10.3. y 8.10.4. para las vigas T fueron desarrollados para el hormigón armado convencional y si se los aplica al hormigón pretensado, se podría excluir el uso de numerosos productos pretensados estándares que actualmente están siendo utilizados en forma satisfactoria. Por lo tanto, la experiencia permite introducir variaciones.

Al excluir los artículos 8.10.2., 8.10.3. y 8.10.4., este Reglamento no incluye especificaciones especiales para vigas T de hormigón pretensado, dejándose a criterio del Proyectista o Diseñador Estructural la fijación o determinación del ancho efectivo del ala. Siempre que sea posible, se recomienda utilizar el ancho del ala establecido en los artículos 8.10.2., 8.10.3. y 8.10.4., a menos que la experiencia haya demostrado que las variaciones son seguras y satisfactorias. En el análisis elástico y en las consideraciones de diseño no siempre resulta un criterio conservador utilizar el máximo ancho del ala permitido en el artículo 8.10.2.

Los ***artículos 8.10.1 y 8.10.5.*** establecen especificaciones generales para vigas T que también ***son aplicables*** a elementos de hormigón pretensado. ***Las limitaciones para la separación de la armadura de las losas se fundamentan en el espesor del ala, el cual se puede adoptar como el espesor promedio en el caso de alas de espesor variable***.

Artículo 8.11. Los límites empíricos establecidos para los entrepisos nervurados convencionales de hormigón armado, se fundamentan en el exitoso comportamiento demostrado por las losas nervuradas construidas utilizando sistemas estándares de encofrados para losas nervuradas. (ver el artículo C 8.11.). Para las construcciones con losas nervuradas pretensadas se debe aplicar el criterio y la experiencia profesional. Las especificaciones del artículo 8.11. se deben utilizar como guía.

Artículos B 10.3.3., 10.5., 10.9.1. y 10.9.2. Para el hormigón pretensado, las limitaciones para la armadura dadas en los artículos que se mencionan en el título se deben reemplazar por las limitaciones dadas en los artículos B 18.8., 18.9. y 18.11.2.

Articulo 10.6. Las especificaciones del artículo 10.6., con respecto a la distribución de la armadura de flexión en elementos pretensados, no estaban originalmente destinadas a los elementos de hormigón pretensado. El comportamiento de un elemento pretensado es considerablemente diferente al de un elemento no pretensado, razón por la cual para la

correcta distribución de la armadura en un elemento pretensado se deben aplicar el criterio y la experiencia del Proyectista o Diseñador Estructural.

Capítulo 13. El diseño de losas de hormigón pretensado exige la consideración de los momentos secundarios inducidos por la curvatura de los cables de pretensado. Los cambios volumétricos debidos a las fuerzas de pretensado también pueden generar en la estructura, cargas adicionales que no están previstas, en forma adecuada, en las prescripciones del Capítulo 13. Debido a estas propiedades especiales asociadas con el pretensado, muchos de los procedimientos de diseño del Capítulo 13 no son apropiados para estructuras de hormigón pretensado y se deben sustituir por las prescripciones del artículo 18.12.

Artículos 14.5. y 14.6. Los requisitos para el diseño de tabiques, establecidos en los artículos que se mencionan en el título son, en gran medida, empíricos y utilizan consideraciones que no están pensadas para ser aplicadas al hormigón pretensado.

C B 18.8. LÍMITES PARA LA ARMADURA DE LOS ELEMENTOS FLEXIONADOS

C B 18.8.1. Cada uno de los índices ω_p , $\omega_p + \left(\frac{d}{d_p}\right)(\omega - \omega')$ y $\left[\omega_{pw} + \left(\frac{d}{d_p}\right)(\omega_w - \omega'_w)\right]$, es igual a $0{,}85\ a/d_p$, siendo ***a*** la profundidad de la distribución de tensiones rectangular equivalente para la sección considerada, de acuerdo con lo definido en el artículo 10.2.7.1. La utilización de esta relación puede simplificar los cálculos necesarios para verificar el cumplimiento del artículo CB 18.8.1.

C B 18.8.2. El momento resistente de diseño de las secciones armadas en exceso, se puede determinar utilizando expresiones de resistencia similares a las correspondientes a elementos de hormigón armado. En los libros de texto y en la referencia 18.7., se pueden encontrar expresiones de resistencia para secciones rectangulares y secciones con alas.

C B 18.8.3. La prescripción dada en este artículo constituye una precaución contra el desarrollo de una falla frágil (falla súbita) por flexión inmediatamente después de la fisuración. Un elemento sometido a flexión, diseñado de acuerdo con las especificaciones de este Reglamento exige una carga adicional considerable, por encima del valor correspondiente a la carga de fisuración, para alcanzar su resistencia última a flexión. Esta carga adicional debería dar como resultado una flecha considerable que advertiría acerca de que el elemento está alcanzando su resistencia nominal. Si la resistencia a la flexión se alcanzara poco después de la fisuración no se desarrollaría la flecha y no habría advertencia.

Debido a la muy limitada extensión de la fisuración inicial en la zona de momento negativo, próxima a las columnas de placas planas armadas en dos direcciones, la flecha bajo carga no refleja ningún cambio abrupto de la rigidez cuando se está por alcanzar el valor del módulo de rotura del hormigón.

Sólo para valores de la carga superiores a los valores de las cargas mayoradas, la fisuración adicional se extenderá lo suficiente como para producir un cambio abrupto en la flecha bajo carga.

Las investigaciones y ensayos realizados en Estados Unidos han demostrado que no es posible llegar a la rotura (ni aún a la fluencia) de los cables de postesado no adherentes en losas armadas en dos direcciones, antes que se produzca una falla por punzonamiento, (ver las referencias B 3. a B 8. inclusive). La utilización de cables no adherentes en combinación con los requisitos de armadura adherente mínima dados en los artículos 18.9.3. y 18.9.4. han demostrado que aseguran la existencia de suficiente ductilidad después de la fisuración, y que no se desarrollará un modo de falla frágil en la primera fisuración.

C B 18.10. ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS

C B 18.10.3. Para las estructuras estáticamente indeterminadas, los momentos debidos a las reacciones inducidas por las fuerzas de pretensado, denominados en general momentos secundarios, son importantes tanto en los estados elásticos como en los inelásticos. Cuando se forman rótulas y los momentos se redistribuyen en forma total cuando una estructura estáticamente determinada, los momentos secundarios desaparecen. Sin embargo, las deformaciones elásticas producidas por un cable no concordante, modifican la cantidad de rotación inelástica requerida para obtener una cierta cantidad de redistribución de momentos. De manera inversa, para una viga con una cierta capacidad de rotación inelástica, la cantidad en la cual el momento en el apoyo se puede variar, se modifica en una cantidad igual al momento secundario en el apoyo debido al pretensado. Por esta razón este Reglamento exige que los momentos secundarios se incluyan al determinar los momentos de diseño.

Para determinar los momentos a utilizar en el diseño, el orden de los cálculos debe ser el siguiente:

a) determinar los momentos debidos a las cargas permanentes y a las sobrecargas,

b) modificarlos mediante la suma algebraica de los momentos secundarios,

c) redistribuir según el criterio establecido.

Un momento secundario positivo en el apoyo, provocado por un cable con la concavidad de su curvatura hacia abajo, obtenido a partir de un perfil concordante, reducirá los momentos negativos cerca de los apoyos y aumentará los momentos positivos en las zonas cercanas al centro del tramo. Un cable que tiene curvatura con la concavidad hacia arriba sufrirá el efecto contrario.

C B 18.10.4. ***Redistribución de los momentos negativos en elementos pretensados continuos, solicitados a flexión***.

En las vigas y losas de hormigón pretensado, el comportamiento inelástico en algunas secciones puede provocar una redistribución de momentos, al aproximarse el elemento a su condición de resistencia última. El reconocimiento de este comportamiento en determinadas circunstancias puede ser muy importante para el diseño.

Los métodos de diseño rigurosos para redistribución de momentos son bastante complejos. Sin embargo, el reconocimiento de la redistribución de momentos se puede realizar con un método sencillo, consistente en permitir un ajuste razonable de la sumatoria de los momentos elásticos mayorados debidos a las cargas gravitatoria, y de los

momentos secundarios debidos al pretensado sin mayorar. La magnitud del ajuste se debe mantener dentro de ciertos límites de seguridad predeterminados.

La magnitud de la redistribución permitida depende de la capacidad de las secciones críticas de deformarse inelásticamente una cantidad suficiente. En el artículo 18.4. se desarrolla el tema de la capacidad bajo las cargas de servicio.

La elección del valor $0{,}24\ \beta_1$ como el mayor índice de armadura de tracción (cuantía máxima de armadura traccionada), ω_p , o $\omega_p + \left(\frac{d}{d_p}\right)(\omega - \omega')$ $\left[\omega_{pw} + \left(\frac{d}{d_p}\right)(\omega_w - \omega'_w)\right]$ para el cual se permite la redistribución de momentos, concuerda con las prescripciones establecidas para el hormigón armado convencional $(0{,}5\ \rho_b)$, en el artículo B 8.4.

Los índices ω_p , $\omega_p + \left(\frac{d}{d_p}\right)(\omega - \omega')$ y $\left[\omega_{pw} + \left(\frac{d}{d_p}\right)(\omega_w - \omega'_w)\right]$ que aparecen en los artículos B 18.10.4.1. y B 18.10.4.3. son iguales, cada uno ellos a $0{,}85\ a/d_p$, donde a es la altura del bloque rectangular de tensiones equivalente para la sección considerada, de acuerdo con el artículo 10.2.7.1. La utilización de esta relación puede simplificar los cálculos necesarios para determinar la cantidad de redistribución de momentos permitida por el artículo B 18.10.4.1. y para verificar el cumplimiento de la limitación de armadura de flexión establecida en el artículo B 18.10.4.3.

Para que los principios de la redistribución de momentos, especificados en el artículo B 18.10.4. sean aplicables a vigas y losas con cables no adheridos, es necesario que dichas vigas y losas contengan armadura suficiente para asegurar que después de la fisuración actuarán como elementos flexionados y no como una serie de arcos atirantados. Los requisitos de armadura adherida mínima establecidos en el artículo 18.9. sirven para este propósito.

COMENTARIOS AL APÉNDICE C.

COMBINACIÓN ALTERNATIVA DE FACTORES DE CARGA Y REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

C C 1. REQUISITOS GENERALES

En la edición 2002 del Código ACI 318 se decidió incorporar el contenido del Apéndice C de la edición 1999 al cuerpo del Código, ubicando como nuevo contenido de este Apéndice C, el texto de los artículos 9.2. y 9.3. de la edición 1999.

C C 2. RESISTENCIA REQUERIDA

La expresión que contiene la carga de ***viento W*** (adoptada de ASCE 7-2002 y de la referencia C.1.) incluye un factor de direccionalidad, que para edificios es igual a ***0,85***, y que se ha incorporado al ***Reglamento CIRSOC 102-2005.***

El correspondiente factor de carga para viento, en las expresiones de las combinaciones de cargas, se incrementó a ***1,6*** como resultado de dividir el factor anterior igual a ***1,3*** por ***0,85 (≅1,53***).

El ***Reglamento CIRSOC 102-2005*** permite utilizar un factor de carga de viento previo de ***1,3*** cuando el diseño de la carga de viento se obtenga de otras fuentes que no incluyan el factor de direccionalidad del viento.

Cuando las combinaciones de carga incorporen la acción del sismo, se deberá consultar el ***Reglamento INPRES-CIRSOC 103 – Parte II - 2005.***

C C 2.3. Cuando en el diseño se incluyan las cargas laterales, ***H***, debidas al empuje del terreno, a la presión del agua, o a la presión debida a los materiales granulares, las expresiones para la ***resistencia requerida*** serán:

$$U = 1{,}4\,D + 1{,}7\,L + 1{,}7\,H$$

y cuando ***D*** o ***L*** se reduzcan por el efecto de H:

$$U = 0{,}9\,D + 1{,}7\,H$$

pero para cualquier combinación de ***D, L*** o ***H***, la resistencia requerida será:

$$U = 1{,}4\,D + 1{,}7\,L$$

C C 2.4. Este artículo hace referencia a la necesidad de considerar en forma específica, las cargas debidas a pesos o presiones de líquidos, estableciendo un factor de carga para aquellas cargas con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, ***equivalentes a las utilizadas para las cargas permanentes***. Estos factores reducidos no son apropiados cuando existe considerable incertidumbre sobre las presiones, como en el caso de las aguas subterráneas o con respecto a la máxima profundidad del líquido, como en el caso de la acumulación de agua (Ver el Comentario al artículo 8.2.)

Cuando se disponga de valores de presiones de fluidos bien definidos, las expresiones para la resistencia requerida ***U*** serán:

$$U = 1{,}4\ D + 1{,}7\ L + 1{,}4\ F$$

y cuando ***D*** o ***L*** reduzcan el efecto de ***F***, el valor de ***U*** se obtendrá de la expresión:

$$U = 0{,}9\ D + 1{,}4\ F$$

pero para cualquier combinación de **D**, ***L*** o ***F***, el valor de ***U*** deberá ser:

$$U = 1{,}4\ D + 1{,}7\ L$$

C C 2.5. Cuando la sobrecarga ***L*** se aplique rápidamente, como puede ser el caso de los edificios para estacionamiento, estaciones de carga, pisos de bodegas, cabinas de elevadores, etc., se deberán considerar los efectos del impacto, para lo cual, en todas las expresiones se deberá sustituir ***L*** por ***(L + impacto).***

C C 2.6. El Proyectista o Diseñador Estructural debe considerar los efectos de los asentamientos diferenciales, fluencia lenta, contracción, temperatura y hormigones de contracción compensada.

El término ***"estimación realista"*** se refiere a que se deben utilizar los ***valores más probables*** y no los valores del límite superior de las variables.

La expresión (C-6) de este Reglamento tiene por finalidad evitar un diseño para carga:

$$U = 0{,}75\ (1{,}4\ D + 1{,}4\ T + 1{,}7\ L)$$

que se aproxime a:

$$U = 1{,}05\ (D + T)$$

cuando la sobrecarga sea muy pequeña (despreciable).

C C 2.7. El factor de carga ***1,2,*** aplicado al máximo esfuerzo del gato de tesado en el cable, permite obtener una carga de diseño de, aproximadamente, un ***113 %*** de la tensión de fluencia especificada del cable pero igual o menor que un ***95 %*** de la resistencia nominal última del cable. Estos valores se comparan bien con la máxima fuerza que se puede obtener en el gato, la cual está limitada por el factor de eficiencia del anclaje.

C C 3.3. RESISTENCIA DE DISEÑO

C C 3.1. El término ***"resistencia de diseño"*** de un elemento, se refiere a la resistencia nominal calculada de acuerdo con las disposiciones y suposiciones establecidas en este Reglamento, multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ, que siempre debe ser menor que la unidad.

Los propósitos del factor de reducción de resistencia ϕ son:

1) considerar la probabilidad de la presencia de elementos con una resistencia menor, debida a variaciones de las dimensiones y de la resistencia de los materiales,
2) considerar las inexactitudes de las expresiones de diseño,
3) reflejar el grado de ductilidad y de confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga que se considera, y
4) reflejar la importancia del elemento en la estructura.

Por ejemplo, se utiliza para columnas un valor de ϕ más bajo que para vigas, dado que las columnas tienen, generalmente, menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones de resistencia del hormigón, y por lo general, soportan áreas de cargas mayores que las vigas. Además, a las columnas con armadura zunchada se les adjudica un valor de ϕ más alto que a columnas con estribos cerrados, dado que poseen mayor ductilidad o tenacidad.

C C 3.2.1. En la aplicación de los artículos C 3.2.1. y C 3.2.2., los esfuerzos de tracción y de compresión axial, que se deben considerar son aquellos producidos por las solicitaciones (esfuerzos externos). ***No se deben incluir los efectos de las fuerzas de pretensado***.

C C 3.2.2. Hasta la edición 1999, el Código ACI 318 establecía la magnitud del factor ϕ para los casos de carga axial, o flexión, o ambos, en función de los tipos de carga.

A partir de la edición 2002, el factor ϕ se determina en función de las condiciones de deformación específica de la sección transversal de un elemento, para la resistencia nominal.

Para las secciones controladas por compresión se utiliza un factor ϕ más bajo, que para las secciones controladas por tracción, debido a que las secciones controladas por compresión tienen en menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones de la resistencia del hormigón y generalmente se producen en elementos que soportan áreas de carga más grandes que los elementos con secciones controladas por tracción. A los elementos con armadura zunchada se les ha asignado un valor ***de*** ϕ más alto que a las columnas con estribos cerrados, debido a que las columnas zunchadas tienen mayor ductilidad o tenacidad.

En los elementos solicitados a carga axial con flexión, las resistencias de diseño se determinan multiplicando tanto P_n como M_n por un valor único y apropiado de ϕ.

Las secciones controladas por tracción y por compresión se definen en los artículos 10.3.3. y 10.3.4., como aquellas secciones en las cuales la deformación específica neta de tracción en la fibra traccionada extrema para la resistencia nominal, es igual o menor que la deformación específica límite de la sección controlada por compresión, e igual o mayor que ***0,005*** respectivamente.

En las secciones con valores de deformaciones específicas netas de tracción, ε_t, en la fibra traccionada extrema, para la resistencia nominal, comprendidos entre los límites fijados en el párrafo anterior, el valor de ϕ se debe determinar por interpolación lineal, como se ilustra en la Figura CC 3.2.

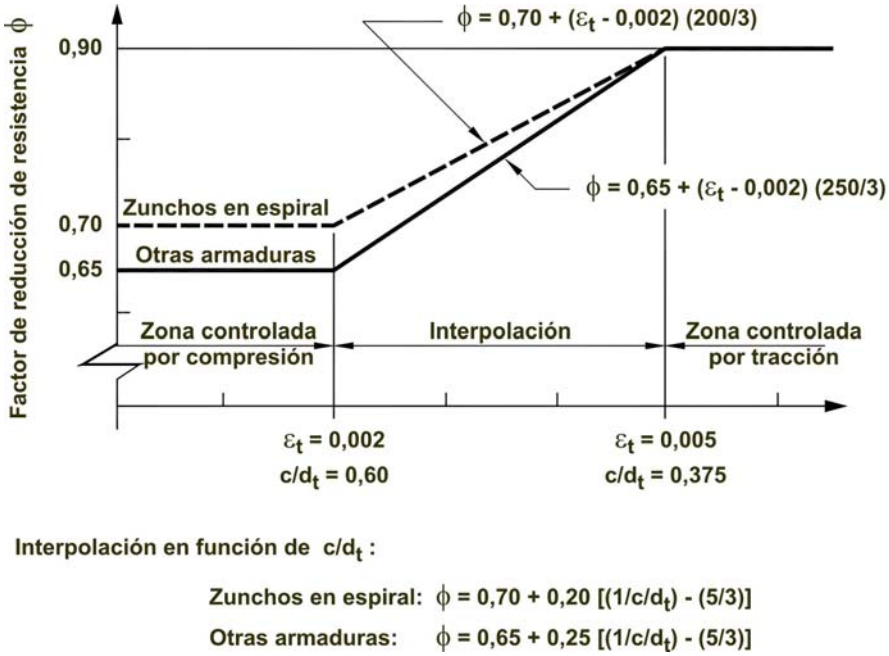


Figura C C 3.2.a) Variación de ϕ en función de ε_t y de la relación c/d_t para f_y = 420 MPa y para acero de pretensado.

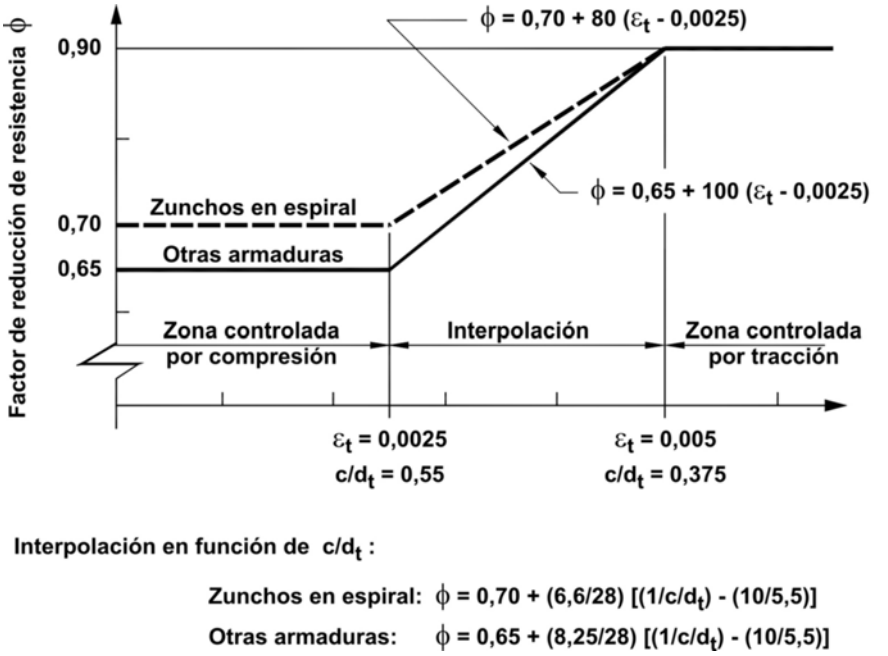


Figura C C 3.2.b) Variación de ϕ en función de ε_t y de la relación c/d_t para f_y = 500 MPa y para acero de pretensado.

El concepto de deformación específica neta de tracción, ε_t , se puede consultar en el Comentario al artículo 10.3.3.

A partir de que la deformación específica a compresión en el hormigón, para la resistencia nominal, se asumió, en el artículo 10.2.3., con un valor supuesto de ***0,003***, los valores límites para la deformación específica neta de tracción en los elementos controlados por compresión, puede también expresarse en términos de la relación c/d_t, donde c es la distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el eje neutro para la resistencia nominal y d_t es la distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la capa extrema de la armadura longitudinal traccionada.

Los valores límites de c/d_t, para las secciones controladas por compresión y por tracción son ***0,6*** y ***0,375*** respectivamente.

El valor límite ***0,6*** se aplica a las secciones con $f_y = 420$ ***MPa*** y a las secciones pretensadas. La Figura CC 3.2. también incluye expresiones para determinar ϕ en función de la relación c/d_t .

El límite de la deformación específica neta de tracción para las secciones controladas por tracción se puede expresar también en términos de la relación ρ/ρ_b como se definía en la edición 1999, y anteriores, del Código ACI 318. El límite para la deformación específica neta de tracción de ***0,005*** corresponde a una relación de ρ/ρ_b de ***0,63*** para secciones rectangulares con $f_y = 420$ ***MPa***.

En la referencia C 6. se presenta un estudio comparativo entre las actuales disposiciones y las existentes en el Código ACI 318-1999, artículo 9.3.

C C 3.2.5. El factor ϕ igual a ***0,85*** refleja la amplia dispersión de resultados experimentales sobre las zonas de anclajes. Dado que el artículo 18.13.4.2. limita la resistencia nominal a compresión del hormigón no confinado en la zona general $a\ 0{,}7\ \lambda\ f_{ci}$, la resistencia efectiva de diseño para hormigón confinado será ***0,85*** multiplicado por $0{,}75\ \lambda\ f_{ci} \cong 0{,}6\ \lambda\ f_{ci}$.

C C 3.2.7. Si se produce una sección crítica en una zona donde el cordón no está anclado completamente, se puede producir una falla por deslizamiento debido a la pérdida de adherencia, falla que se parece a una falla frágil por corte, de allí que se reduzca el valor de ϕ requerido.

C C 3.5. El factor de reducción de la resistencia, ϕ, para el diseño de estructuras de hormigón simple, es el mismo para todas las condiciones de resistencia ($\phi = 0{,}65$).

Dado que tanto la resistencia a tracción por flexión como la resistencia al corte de las estructuras de hormigón simple depende de las características de la resistencia a tracción del hormigón, sin resistencia de reserva o posible ductilidad debida a la ausencia de armadura, se consideró apropiado prescribir los mismos factores de reducción de resistencia tanto para momento como para corte.

COMENTARIOS AL APÉNDICE D.

ANCLAJE EN HORMIGÓN

CD.0. SIMBOLOGÍA

A_{Nco} ver la Figura CD.5.2.1(a).

A_{Nc} ver la Figura CD.5.2.1(b).

A_{se} área efectiva de la sección transversal de un anclaje, en mm.

A_{Vco} ver la Figura CD.6.2.1(a).

A_{Vc} ver la Figura CD.6.2.1(b).

c_{a1} ver la Figura CD.6.2.1(a).

e_N ver la Figura CD.5.2.4.

h_{ef} en la Figura D.0 se ilustran las profundidades efectivas de empotramiento para una cierta variedad de tipos de anclajes.

CD.1. DEFINICIONES

Elemento de acero frágil y elemento de acero dúctil* -** El alargamiento del ***14 % se deberá medir sobre la longitud calibrada especificada en la norma IRAM-IAS correspondiente al acero en cuestión.

***Percentil 5* -** La determinación del coeficiente K_{05}, asociado con el fractil del 5 %. El valor de $\bar{x} - K_{05}\ s_n$, 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_n. 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 artículo D.4.2 es igual a la resistencia característica especificada en el documento ACI 355.2 "Evaluación del comportamiento de los anclajes mecánicos para instalar en el hormigón", cuyo texto, traducido al castellano, se puede consultar en la página: www.inti.gov.ar/cirsoc .

CD.2. CAMPO DE VALIDEZ

CD.2.1. El campo de validez del Apéndice D se restringe a los anclajes estructurales relacionados con la resistencia, estabilidad o seguridad de las vidas humanas. Se prevén dos tipos de aplicaciones. En primer lugar las conexiones entre elementos estructurales cuando la falla de un anclaje o de un grupo de anclajes podría provocar la pérdida de equilibrio o estabilidad de alguna parte de la estructura. En segundo lugar cuando se fijan a la estructura dispositivos relacionados con la seguridad que no forman parte de la estructura (como por ejemplo los sistemas de rociadores, tuberías suspendidas o barandas de seguridad). Los niveles de seguridad definidos por las combinaciones de los factores de carga y factores ϕ de reducción de resistencia, son adecuados para las aplicaciones estructurales. Es posible que otras reglamentaciones o normas requieran niveles de seguridad más estrictos para las condiciones temporarias que se dan durante la manipulación.

CD.2.2. La gran variedad de geometrías y configuraciones de los insertos especializados hace que sea difícil prescribir ensayos y expresiones de diseño generalizadas. Por lo tanto, no se los ha incluido dentro del campo de validez del Apéndice D. La utilización de los ***anclajes adhesivos*** está ampliamente difundida y su comportamiento puede ser adecuado. Sin embargo, por el momento este tipo de anclajes ***queda excluido del campo de validez de este Apéndice***.

CD.2.3. Los típicos pernos con cabeza y bulones con cabeza, hormigonados in situ, cuyas geometrías son consistentes con las referencias D.1., D.2. y D.3., han sido ensayados y se ha demostrado que se comportan de manera predecible, de manera que los valores de arrancamiento calculados son aceptables. Los anclajes incorporados al hormigón endurecido no tienen capacidades de arrancamiento predecibles, y por lo tanto deben ser ensayados. Para que un ***anclaje incorporado al hormigón endurecido*** se pueda utilizar junto con los requisitos de este Apéndice, es necesario que los resultados de los ensayos especificados en el documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.) indiquen que las fallas por arrancamiento exhiben una característica carga-desplazamiento adecuada, o bien que no habrá fallas por arrancamiento sino otros modos de falla.

CD.2.4. Al excluir del campo de validez de este Apéndice las aplicaciones con cargas que producen fatiga o los impactos de muy corta duración (tales como las ondas expansivas o de choque) no se pretende excluir los efectos de las cargas sísmicas. En el artículo D.3.3 se expresa que se redactará un documento INPRES-CIRSOC específico.

CD.3. REQUISITOS GENERALES

CD.3.1. Si la resistencia de un grupo de anclajes está controlada por el desprendimiento del hormigón, el comportamiento será frágil y la redistribución de los esfuerzos entre los anclajes más traccionados y menos traccionadas será limitada. En este caso, se requiere utilizar la teoría de la elasticidad asumiendo que el dispositivo de fijación que distribuye las cargas a los anclajes es suficientemente rígido. Se considera que los esfuerzos en los anclajes son proporcionales a la carga externa y a su distancia al eje neutro del grupo de anclajes.

Si la resistencia del anclaje está controlada por la fluencia dúctil del acero, puede haber una redistribución significativa de los esfuerzos de anclaje. En este caso un análisis basado en la teoría de la elasticidad sería conservador. Las referencias D.4. a D.6.

presentan análisis no lineales que utilizan la teoría de la plasticidad para determinar las capacidades de grupos de anclajes dúctiles.

CD.3.5. En la referencia D.7. un número limitado de ensayos de anclajes tanto hormigonados in situ como incorporados al hormigón endurecido, utilizados en hormigón de alta resistencia, indican que los procedimientos de diseño contenidos en este Apéndice dejan de ser conservadores, particularmente en el caso de los anclajes hormigonados in situ, para f'_c = 77 a 84 MPa. Hasta tanto no se disponga de mayor información para el diseño de los anclajes hormigonados in situ, se ha impuesto un límite superior de f'_c = 56 MPa. Esto es consistente con los Capítulos 11 y 12.

El documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.) no exige ensayar los anclajes incorporados a posteriori al hormigón endurecido, con f'_c mayor que 56 MPa, debido a que en hormigones de muy alta resistencia la expansión de algunos anclajes incorporados al hormigón endurecido puede resultar difícil. Por este motivo, a menos que se lleven a cabo ensayos especiales, para el diseño de ***anclajes incorporados al hormigón endurecido el valor de f'_c se limita a 56 MPa***.

CD.4. REQUISITOS GENERALES PARA LA RESISTENCIA DE LOS ANCLAJES

CD.4.1. Este artículo proporciona requisitos para establecer la resistencia de los anclajes en hormigón. En las Figuras CD.4.1.(a) y CD.4.1.(b) se ilustran diferentes modos de falla del acero y del hormigón en los anclajes. Las referencias D.8. a D.10. incluyen un desarrollo exhaustivo de los modos de falla de los anclajes. Para establecer las resistencias relacionadas con el hormigón se puede utilizar cualquier modelo que satisfaga los requisitos de los artículos D.4.2 y D.4.3. Para anclajes tales como los bulones con cabeza, pernos con cabeza y anclajes incorporados al hormigón endurecido, son aceptables los métodos de diseño en base al desprendimiento del hormigón dados en los artículos D.5.2 y D.6.2. La resistencia del anclaje también depende de la resistencia al arrancamiento del anclaje, establecido en el artículo D.5.3, la resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón dada en el artículo D.5.4, y de las mínimas separaciones y distancias al borde dadas en el artículo D.8. El diseño de anclajes para tracción reconoce que la resistencia de los anclajes depende de su correcta instalación, cuyos requisitos se incluyen en el artículo D.9. Algunos anclajes incorporados al hormigón endurecido son menos sensibles a los errores y tolerancias de instalación. Esto se refleja en los diferentes factores ϕ basados en los criterios de evaluación, que se describen en el documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.).

También se pueden utilizar procedimientos de ensayo para determinar la resistencia al desprendimiento del hormigón de un único anclaje por tracción y por corte. Sin embargo, se requiere evaluar los resultados de los ensayos sobre una base estadísticamente equivalente a la utilizada para seleccionar los valores para el método de desprendimiento del hormigón "que se considera que satisface" los requisitos del artículo D.4.2. La resistencia básica no se puede considerar mayor que el percentil 5. El número de ensayos debe ser suficiente para tener validez estadística y se debería considerar al determinar el percentil 5.

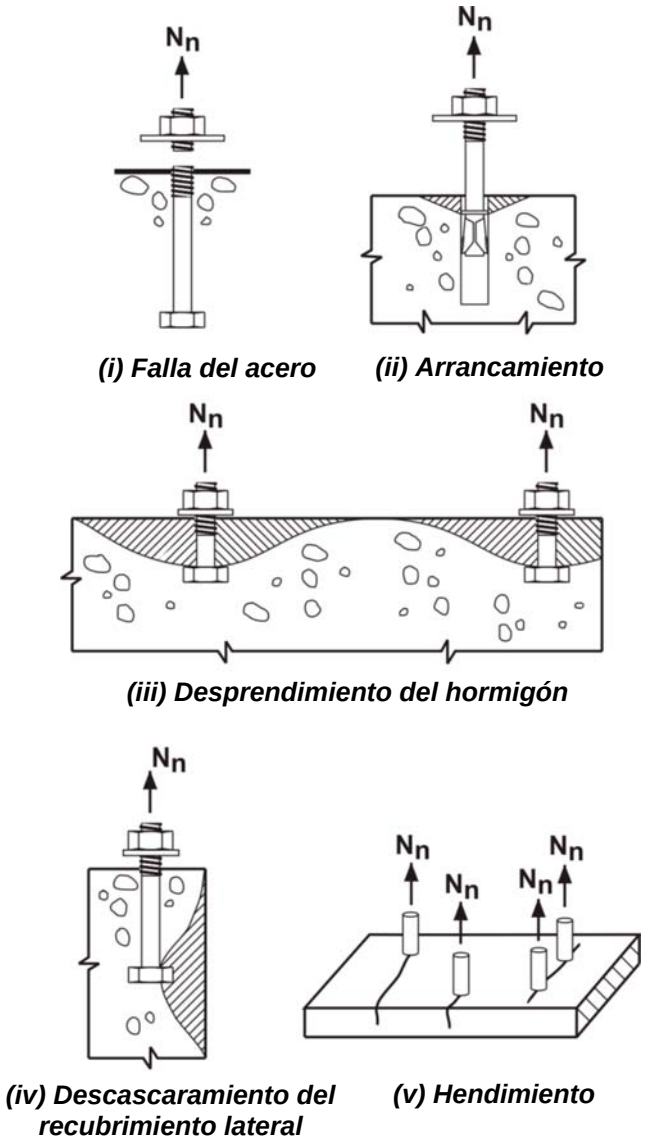
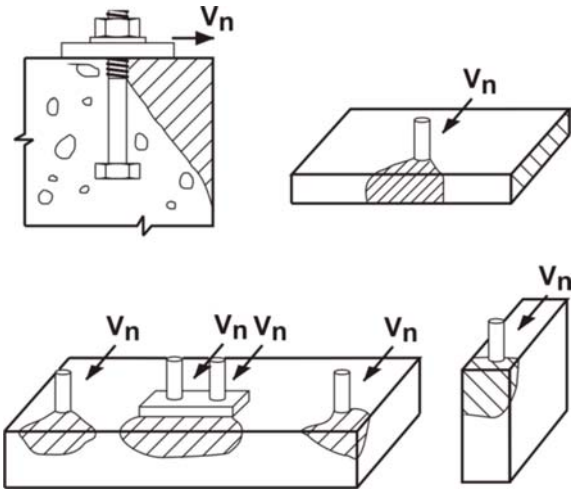


Figura CD.4.1. Modos de falla de los anclajes



(iii) Desprendimiento del hormigón

(b) cargas de corte

Figura CD.4.1 (Cont.). Modos de falla de los anclajes

CD.4.2 y 4.3. Los artículos D.4.2 y D.4.3 establecen los factores de comportamiento para los cuales se requiere verificar los modelos de diseño de los anclajes. Existen numerosos enfoques de diseño posibles, y en todos los casos el usuario puede diseñar "conforme a ensayos" utilizando las especificaciones del artículo D.4.2 siempre que haya suficientes datos disponibles para verificar el modelo.

CD.4.2.1. La disposición o colocación de armadura suplementaria en la dirección de la carga, de armadura de confinamiento, o una combinación de ambas, puede mejorar notablemente la resistencia y ductilidad de la conexión anclada. Esta mejora resulta práctica en el caso de los anclajes hormigonados in situ, tal como los utilizados en las secciones premoldeadas.

La resistencia al corte de los anclajes con cabeza ubicados cerca del borde de un elemento, se puede aumentar significativamente disponiendo armadura suplementaria apropiada. Las referencias D.8., D.11. y D.12. contienen información sobre el diseño de este tipo de armadura. El efecto de esta armadura suplementaria no está incluido en los ensayos de aceptación de anclajes descriptos en el documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.), ni en el método de cálculo en base a la resistencia al desprendimiento del hormigón de los artículos D.5.2 y D.6.2. Para incluir los efectos de la armadura suplementaria el proyectista o diseñador estructural debe confiar en otros datos de ensayo y teorías de diseño.

Para los anclajes que superan las limitaciones del artículo D.4.2.2, o para situaciones donde las restricciones geométricas limitan la capacidad de desprendimiento, o ambas, en lugar de calcular la capacidad de desprendimiento se puede disponer armadura orientada en la dirección de la carga y dimensionada para resistir la carga total dentro del prisma de desprendimiento, y totalmente anclada a ambos lados de los planos de desprendimiento.

La resistencia al desprendimiento de una conexión no armada se puede considerar como una indicación de la carga a la cual se producirá una fisuración significativa. Si no se la limita, esta fisuración puede representar un problema en condiciones de servicio (ver el artículo CD.6.2.1).

CD.4.2.2. El método de diseño en base al desprendimiento del hormigón, que se considera que satisface el artículo D.4.2, fue desarrollado a partir del Método de Diseño del Hormigón por Capacidad (CCD - Concrete Capacity Design Method) (ver las referencias D.9. y D.10.), el que es una adaptación del Método κ (ver las referencias D.13. y D.14.), y se considera preciso, de aplicación relativamente sencilla y capaz de extenderse a disposiciones irregulares. El Método CCD predice la capacidad de carga de un anclaje o grupo de anclajes utilizando una expresión básica para tracción o para corte, para un único anclaje en hormigón fisurado, y multiplicando por factores que consideran el número de anclajes, las distancias a los bordes, la separación, la excentricidad y la ausencia de fisuración. Las limitaciones sobre el tamaño y longitud de empotramiento de los anclajes se basan en el rango de los datos de ensayos actualmente disponibles.

Los cálculos de la resistencia al desprendimiento se basan en un modelo sugerido en el Método κ , los que son consistentes con un ángulo del prisma de desprendimiento de aproximadamente 35° [Figuras CD.4.2.2(a) y (b)]

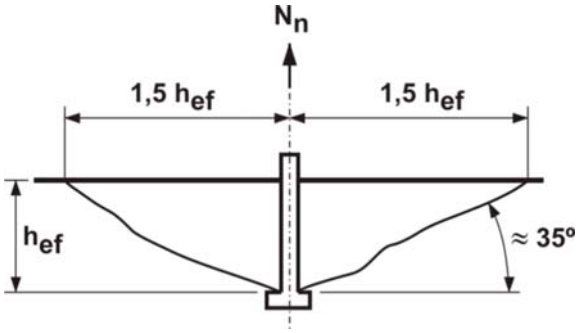


Figura CD.4.2.2(a). Cono de desprendimiento para tracción.

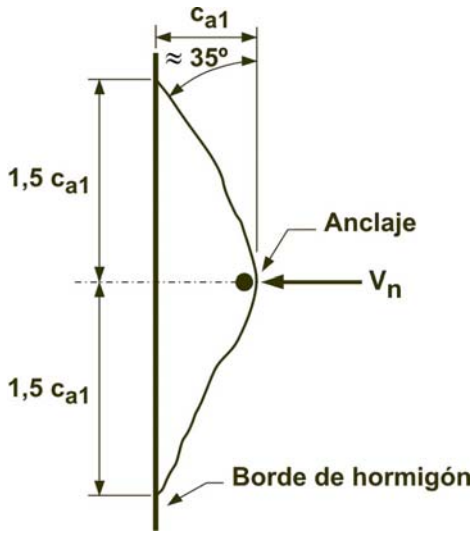


Figura CD.4.2.2(b). Cono de desprendimiento por corte.

CD.4.4. Los factores ϕ para la resistencia del acero se basan en la utilización de f_{uta} para determinar la resistencia nominal del anclaje (ver los artículos D.5.1 y D.6.1) y no f_{ya} como se utiliza en el diseño de elementos de hormigón armado. Aunque los valores de ϕ a utilizar con f_{uta} parecen bajos, con ellos se obtiene un nivel de seguridad consistente con la aplicación de factores ϕ mayores a f_{ya}. Los factores ϕ que se utilizan para corte son menores que los que se utilizan para tracción. Esto no refleja diferencias básicas del material sino que considera la posibilidad de una distribución no uniforme del corte en las conexiones con múltiples anclajes. Una falla dúctil de un elemento de acero en el dispositivo de fijación, es aceptable si el dispositivo de fijación está diseñado de manera de experimentar fluencia dúctil a un nivel de carga no mayor que el ***75 %*** de la mínima resistencia de diseño de un anclaje (ver el artículo D.3.3.4). Para los anclajes controlados por la falla de desprendimiento del hormigón o por la falla de descascaramiento del recubrimiento lateral, fallas que son más frágiles, se reconocen dos condiciones. Si se dispone armadura suplementaria para fijar el prisma de falla al elemento estructural (Condición A) hay más ductilidad que si no se dispone esta armadura suplementaria (Condición B). En el artículo CD.4.2.1 y en las referencias D.8., D.11., D.12. y D.15. se presenta el diseño de la armadura suplementaria. En el artículo CD.4.5 también se especifican los factores de reducción de la resistencia.

Los ensayos especificados en el documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.) en función de la sensibilidad a los procedimientos de instalación determinan la categoría adecuada para cada dispositivo de anclaje en particular. En los ensayos allí descriptos se consideran los efectos de la variabilidad del torque en los anclajes durante su instalación, la tolerancia del tamaño de los orificios perforados, el nivel de energía utilizado al instalar los anclajes y, para los anclajes aprobados para su uso en hormigón fisurado, también se consideran los mayores anchos de fisura. Las tres categorías de anclajes incorporados al hormigón endurecido aceptables son:

Categoría 1 – Baja sensibilidad a la instalación y elevada confiabilidad;

Categoría 2 – Mediana sensibilidad a la instalación y mediana confiabilidad; y

Categoría 3 – Elevada sensibilidad a la instalación y menor confiabilidad.

Las capacidades de los anclajes bajo cargas de corte no son tan sensibles a los errores y tolerancias de la instalación. Por lo tanto, para los cálculos al corte de todos los anclajes se debe adoptar $\phi = 0{,}75$ para la Condición A y $\phi = 0{,}70$ para la Condición B.

CD.4.5. Como se hace notar en el artículo C9.1, el Código ACI 318-02/05 incorporó los factores de carga de ASCE 7-02 y los correspondientes factores de reducción de la resistencia del Apéndice C del Código ACI 318-99, en los artículos 9.2 y 9.3, excepto que se incrementó el factor correspondiente a flexión. Los estudios realizados para desarrollar los factores ϕ a utilizar para el Apéndice D se basan en los factores de carga y reducción de la resistencia de los artículos 9.2 y 9.3 del Código ACI 318-99. En el artículo D.4.5 se presentan los factores ϕ resultantes, a utilizar con los factores de carga del Apéndice C de la edición 2002. Los factores ϕ a utilizar con los factores de carga del Apéndice C del Código ACI 318-99 se determinaron de manera consistente con los demás factores ϕ del Apéndice C de dicho Código. En el artículo D.4.4 se presentan estos factores ϕ a utilizar con los factores de carga del artículo 9.2 de la edición 2002. Debido a que los estudios para desarrollar los factores ϕ a utilizar con el Apéndice D, para los modos de falla frágiles del hormigón, se realizaron para los factores de carga y reducción de la resistencia que

ahora forman parte del Apéndice C, en este artículo se discute cómo se seleccionaron estos factores ϕ.

Aunque el ***factor*** ϕ correspondiente a hormigón simple del Apéndice C utiliza un valor de ***0,65***, el factor básico para fallas frágiles del hormigón (ϕ = 0,75) se seleccionó en base a resultados de estudios probabilísticos (ver la referencia D.16.) que indicaron que la utilización de ϕ = 0,65 con valores medios de las fallas controladas por el hormigón, producía niveles de seguridad adecuados. Debido a que las expresiones para resistencia nominal utilizadas en este Apéndice y en los requisitos de ensayos se basan en el percentil 5, el valor ϕ = 0,65 sería un valor demasiado conservador. Por comparación con otros procedimientos de diseño y estudios probabilísticos (ver la referencia D.16.) se concluyó que se justificaba la elección de ϕ ***= 0,75***. Para aplicaciones con armadura suplementaria y fallas más dúctiles (Condición A), los factores ϕ se incrementan. El valor de ϕ = 0,85 es compatible con el nivel de seguridad para las fallas por corte en vigas de hormigón, y es el valor recomendado en las referencias D.15. y D.17.

CD.5. REQUISITOS DE DISEÑO PARA CARGAS DE TRACCIÓN

CD.5.1. Resistencia del acero del anclaje en tracción

CD.5.1.2. La resistencia nominal a la tracción de los anclajes se representa mejor mediante la expresión $A_{se}\ f_{uta}$ que mediante $A_{se}\ f_{ya}$, ya que la gran mayoría de los materiales de los anclajes no presentan un punto de fluencia bien definido. Desde la edición 1986 de sus especificaciones, AISC (American Institute of Steel Construction) ha basado la resistencia a la tracción de los anclajes en $A_{se}\ f_{uta}$. Utilizando la expresión (D-3) junto con los factores de carga del artículo 9.2 y los factores ϕ dados en el artículo D.4.4 se obtienen resistencias de diseño consistentes con las Especificaciones para Diseño por Factores de Carga y Resistencia de AISC (ver la referencia D.18.), documento base del Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios (CIRSOC 301-2005).

La intención de la limitación de $1{,}9\ f_{ya}$ impuesta a f_{uta} es asegurar que, bajo condiciones de cargas de servicio, el anclaje no supere f_{ya} . Esta limitación fue determinada convirtiendo los requisitos del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) a las correspondientes condiciones de cargas de servicio. Para el artículo 9.2., el factor de carga medio de ***1,4*** (de ***1,2 D + 1,6 L***) dividido por el factor ϕ más elevado (0,75 para tracción) da como resultado un límite de $f_{uta}\ /\ f_{ya}$ igual a 1,4/0,75 = 1,87. Para el Apéndice C, el factor de carga promedio de 1,55 (de ***1,4 D + 1,7 L***) dividido por el factor ϕ más elevado (0,80 para tracción) da como resultado un límite de f_{uta}/f_{ya} igual a 1,55/0,8 = 1,94. Para garantizar la consistencia de los resultados, el límite de serviciabilidad para f_{uta} se adoptó como $1{,}9\ f_{ya}$. Si la relación entre f_{uta} y f_{ya} es mayor que este valor, el anclaje puede estar sujeto a cargas de servicio superiores a f_{ya} . Aunque no constituye un motivo de preocupación para los anclajes estándares de acero estructural (el máximo valor de $f_{uta}\ /\ f_{ya}$ es 1,6), esta limitación es aplicable a algunos aceros inoxidables.

El área efectiva de la sección transversal de un anclaje debería ser proporcionada por el fabricante de los anclajes de expansión con el área de la sección transversal reducida por el mecanismo de expansión. Para bulones roscados, la referencia D.1. define A_{se} como:

$$A_{se} = \frac{\pi}{4}\left(d_o - \frac{0{,}9743}{n_t}\right)^2$$

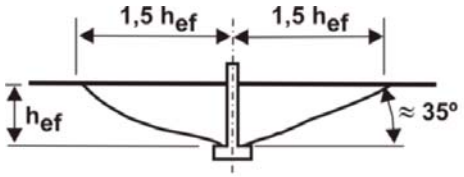
donde n_t es el número de filetes de rosca por mm.

CD.5.2. Resistencia al desprendimiento del hormigón del anclaje en tracción

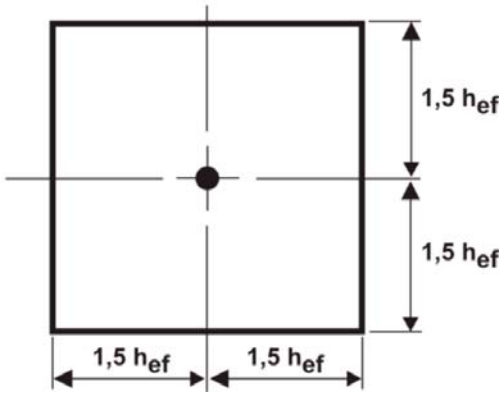
CD.5.2.1. Los efectos de los anclajes múltiples, la separación de los mismos, las distancias a los bordes, sobre la resistencia nominal al desprendimiento del hormigón en tracción, se incluyen aplicando los factores de modificación A_{Nc} / Ac_{No} y $\psi_{ed,N}$ en las expresiones (D-4) y (D-5).

La Figura CD.5.2.1(a) muestra el área A_{Nco} y el desarrollo de la expresión (D-6). El área A_{Nco} es la máxima área proyectada para un único anclaje. La Figura CD.5.2.1(b) ilustra ejemplos de las áreas proyectadas para diferentes disposiciones de uno o múltiples anclajes. Debido a que A_{Nc} es el ***área proyectada total para un grupo de anclajes*** y A_{Nco} es el ***área para un único anclaje***, en las expresiones (D-4) ó (D-5) ***no es necesario incluir n***, es decir, el número de anclajes. Si hay grupos de anclajes dispuestos de manera tal que sus áreas proyectadas se superponen, se requiere reducir el valor de A_{Nc} de manera acorde.

La distancia crítica al borde para bulones con cabeza, pernos con cabeza, anclajes de expansión y anclajes rebajados es 1,5 h_{ef}



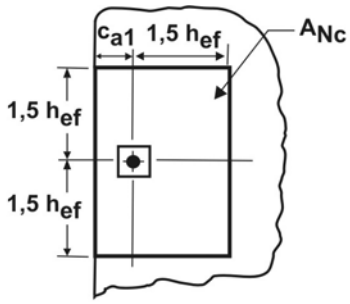
Corte a través de un cono de falla



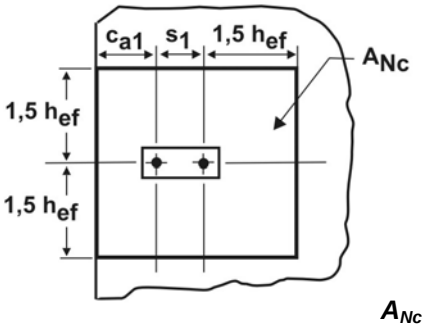
Planta

$A_{Nco} = [2\,(1{,}5)\,h_{ef}]\,[2\,(1{,}5)\,h_{ef}]$
$= 9\,h_{ef}^2$

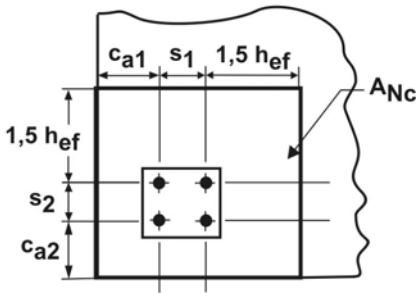
Figura CD.5.2.1.a. Determinación de A_{Nco} .



$A_{Nc} = (c_{a1} + 1{,}5\ h_{ef})\ (2\ .\ 1{,}5\ h_{ef})$
Si $c_{a1} < 1{,}5\ h_{ef}$



$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1{,}5\ h_{ef})\ (2\ .\ 1{,}5\ h_{ef})$
si $c_{a1} < 1{,}5\ h_{ef}$ *y* $s_1 < 3\ h_{ef}$



$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1{,}5\ h_{ef})\ (c_{a2} + s_2 + 1{,}5\ h_{ef})$
si c_{a1} *y* $c_{a2} < 1{,}5\ h_{ef}$
y s_1 *y* $s_2 < 3\ h_{ef}$

Figura CD.5.2.1.b. Áreas proyectadas para un anclaje y grupos de anclajes y cálculo de A_{Nc}.

CD.5.2.2. La expresión básica para la capacidad del anclaje se dedujo (ver las referencias D.9., D.11. y D.14.) suponiendo un prisma de falla del hormigón con un ángulo de aproximadamente 35°, considerando los conceptos de la mecánica de fallas.

Los valores de k_c en la expresión (D-7) se determinaron a partir de una gran base de datos de resultados de ensayos en ***hormigón no fisurado*** (ver la referencia D.9.), correspondientes al percentil 5. Los valores se ajustaron a valores k_c correspondientes a ***hormigón fisurado*** (ver las referencias D.10. y D19.).

Para los anclajes incorporados al hormigón endurecido se pueden permitir valores de k_c mayores, siempre que se hayan determinado mediante ensayos de aprobación de productos de acuerdo con el documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.). Para los anclajes con empotramiento profundo (h_{ef} > 280 mm), la evidencia experimental indica que el uso de $h_{ef}^{1,5}$ puede resultar excesivamente conservador en algunos casos. A menudo estos ensayos se han realizado con agregados seleccionados para aplicaciones especiales. Se incluye una expresión alternativa, (expresión (D-8)), donde se utiliza $h_{ef}^{5/3}$ para la evaluación de anclajes hormigonados in situ con 280 mm $\leq h_{ef} \leq$ 635 mm. El límite de 635 mm corresponde al intervalo superior de los datos de ensayo. Esta expresión también puede ser adecuada para algunos anclajes rebajados incorporados al hormigón endurecido. Sin embargo, para tales anclajes el uso de la expresión (D-8) se deberá justificar mediante resultados de ensayos, de acuerdo con el artículo D.4.2.

CD.5.2.3. Para los anclajes ubicados a una distancia menor que **1,5** h_{ef} , de tres o más bordes, la resistencia al desprendimiento del hormigón por tracción, calculada mediante el Método CCD, el cual constituye la base de las expresiones (D-4) a (D-11), lleva a resultados excesivamente conservadores. Esto se debe a que las definiciones habituales de A_{Nc} / A_{Nco} no reflejan adecuadamente los efectos de los bordes. Este problema se corrige limitando el valor de h_{ef} utilizado en las expresiones (D-4) a (D-11), a $c_{a,máx} / 1,5$ donde $c_{a,máx}$ es la mayor de las distancias a los bordes que son iguales o menores que el valor real de $1,5\ h_{ef}$. En ningún caso $c_{a,máx}$ se debe adoptar menor que ***1/3*** de la máxima separación entre los anclajes del grupo. El límite que establece que el valor h_{ef} debe ser cómo mínimo ***1/3*** de la máxima separación entre los anclajes del grupo, tiene por finalidad evitar que el Proyectista o Diseñador Estructural utilice una resistencia calculada en base a prismas de desprendimiento individuales en el caso de una configuración de anclajes en grupo. Este enfoque se ilustra en la Figura CD.5.2.3. En este ejemplo, el límite propuesto para el valor de h_{ef} a utilizar en los cálculos, donde $h_{ef} = c_{a,máx} / 1,5$, da como resultado $h_{ef} = h'_{ef} =$ 100 mm. En este ejemplo, ***100 mm*** sería el valor correcto de h_{ef} a utilizar para calcular la resistencia, aún cuando la profundidad de empotramiento real fuera mayor.

El requisito del artículo D.5.2.3. se puede visualizar moviendo la superficie real de desprendimiento del hormigón, la cual se origina en h_{ef} ***real***, hacia la superficie del hormigón paralela a la carga de tracción aplicada. El valor de h_{ef} utilizado en las expresiones (D-4) a (D-11) queda determinado donde: (a) los límites exteriores de la superficie de falla primero intersecan un borde libre; o bien (b) la intersección de la superficie de desprendimiento entre anclajes del grupo, intersecan primero la superficie del hormigón. Para el ejemplo ilustrado en la Figura CD.5.2.3., el punto "A" define la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar h_{ef} con la superficie de hormigón.

CD.5.2.4. La Figura CD.5.2.4(a) indica la distancia e'_N para un grupo de anclajes, todos ellos traccionados, donde el esfuerzo resultante es excéntrico con respecto al baricentro del grupo de anclajes. Los grupos de anclajes también pueden estar cargados de manera tal que solamente algunos de los anclajes estén traccionados [Figura (CD.5.2.4(b)]. En este caso para determinar e'_N solamente se deben considerar los anclajes traccionados. La carga en los anclajes se debe determinar como la tracción resultante en los anclajes, actuando con una excentricidad con respecto al centro de gravedad de los anclajes traccionados.

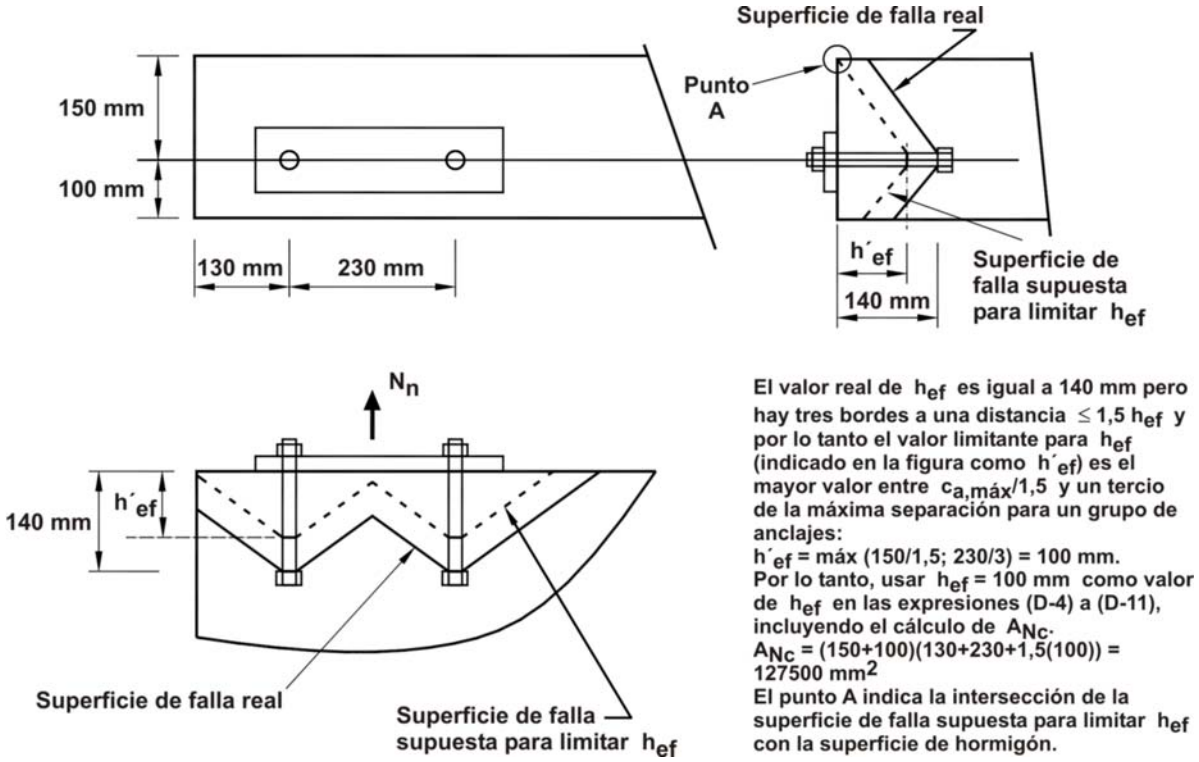
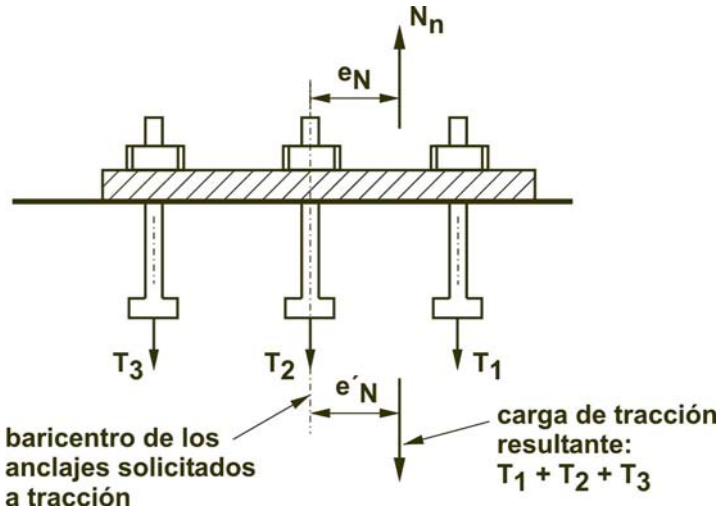


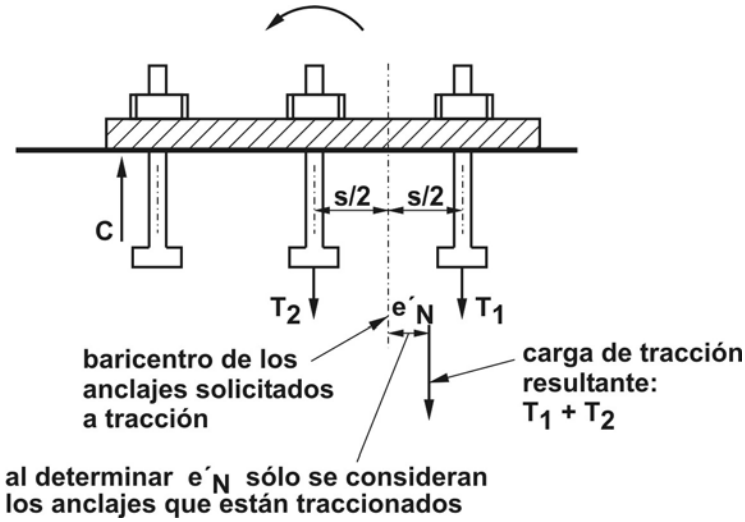
Figura CD.5.2.3. Tracción en elementos angostos.

CD.5.2.5. Si los anclajes están ubicados próximos a un borde, de manera tal que no hay suficiente espacio para que se desarrolle un prisma de desprendimiento completo, la capacidad de carga del anclaje se reduce aún más con respecto a lo reflejado por A_{Nc} / A_{Nco} . Si el menor recubrimiento lateral es igual o mayor que ***1,5*** h_{ef} se puede desarrollar un prisma de desprendimiento completo y no hay reducción ***(***$\psi_{ed,N}$ ***= 1)***. Si el recubrimiento lateral es menor que ***1,5*** h_{ef} se requiere el factor $\psi_{ed,N}$ para considerar el efecto del borde (ver la referencia D.9.).

CD.5.2.6. Los anclajes incorporados al hormigón endurecido y los anclajes hormigonados in situ, que no han satisfecho los requisitos para su uso en hormigón fisurado de acuerdo con las prescripciones del ***documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.)***, sólo se deberían utilizar en regiones no fisuradas. El análisis para determinar la formación de fisuras debería incluir los efectos de la contracción restringida (ver el artículo 7.12.1.2). Los ensayos para la calificación de los anclajes, especificados en el mencionado documento ACI, requieren que los anclajes ubicados en zonas de hormigón fisurado, se comporten satisfactoriamente en una ***fisura de 0,3 mm de abertura***. Si se anticipan fisuras de mayor abertura, se debería colocar armadura de confinamiento para limitar el ancho de las fisuras a un valor de alrededor de ***0,3 mm***.



(a) Cuando todos los anclajes de un grupo están traccionados



(b) Cuando sólo algunos de los anclajes de un grupo están traccionados

Figura CD.5.2.4. Definición de la dimensión e'_N para un grupo de anclajes.

Las resistencias al desprendimiento del hormigón dadas por las expresiones (D-7) y (D-8) suponen hormigón fisurado (es decir $\psi_{c,N}$ ***= 1,0***) con $\psi_{c,N}\, k_c$ ***= 10*** para anclajes hormigonados in situ y $\psi_{c,N}\, k_c$ = 7 para anclajes incorporados al hormigón endurecido (40 % mayores para los hormigonados in situ). Cuando se aplican los factores $\psi_{c,N}$ para hormigón no fisurado (***1,25*** para anclajes hormigonados in situ y ***1,4*** para anclajes incorporados al hormigón endurecido), los resultados son factores $\psi_{c,N}\, k_c$ igual a ***12,5*** para anclajes hormigonados in situ y 10 para los incorporados al hormigón endurecido (25 % mayores para los hormigonados in situ). Esto concuerda con las observaciones en obra y los resultados de ensayos que indican que la ***resistencia de los anclajes hormigonados in situ es mayor que la de los anclajes incorporados al hormigón endurecido, tanto para hormigón fisurado como para hormigón no fisurado.***

CD.5.2.7. Los requisitos de diseño, dados en el artículo D.5, se basan en la hipótesis de que se puede alcanzar la resistencia básica al desprendimiento del hormigón si la distancia mínima al borde, $c_{a,mín}$, es igual a $1,5\ h_{ef}$. Sin embargo, resultados de ensayos (ver la referencia D.21.) indican que muchos anclajes de expansión controlados por el torque por desplazamiento, y algunos anclajes rebajados, requieren distancias mínimas a los bordes mayores que $1,5\ h_{ef}$, para alcanzar la resistencia básica al desprendimiento del hormigón cuando son ensayados 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 embebido del anclaje se suman a las tensiones de tracción inducidas debido a la instalación del anclaje, y es posible que ocurra una falla por hendimiento antes de alcanzar la resistencia al desprendimiento del hormigón definida en el artículo D.5.2.1. Para considerar este potencial modo de falla por hendimiento, la resistencia básica al desprendimiento del hormigón se debe reducir multiplicando por un factor $\psi_{cp,N}$ si $c_{a,mín}$ es menor que la distancia al borde crítica c_{ac}. Si se dispone armadura suplementaria para controlar el hendimiento o si los anclajes están ubicados en una región en la cual el análisis indica que habrá fisuración del hormigón bajo cargas de servicio, el factor de reducción $\psi_{cp,N}$ se debe considerar igual a $1,0$. La presencia de armadura suplementaria para controlar el hendimiento no afecta la selección de la Condición A o B en los artículos D.4.4. o D.4.5.

CD.5.3. Resistencia al arrancamiento de un anclaje solicitado a tracción

CD.5.3.2. Las expresiones para determinar la resistencia al arrancamiento dadas en los artículos D.5.3.4 y D.5.3.5 sólo son aplicables a anclajes con cabeza y con ganchos, hormigonados in situ (ver las referencias D.8. y D.22.). No son aplicables a anclajes de expansión o rebajados que utilizan diferentes mecanismos para anclar el extremo, a menos que la validez de las expresiones se verifique mediante ensayos.

CD.5.3.3. La resistencia al arrancamiento en tracción de los pernos o bulones con cabeza, se puede incrementar colocando armadura de confinamiento en la región de la cabeza, como por ejemplo una armadura helicoidal con paso pequeño. Este incremento se puede demostrar mediante ensayos.

CD.5.3.4. La expresión (D-15) corresponde a la carga a la cual se comienza a aplastar el hormigón debajo de la cabeza del anclaje (ver las referencias D.8. y D.15.), que no es la carga requerida para arrancar completamente el anclaje del hormigón, de modo que la expresión no contiene ningún término relacionado con la profundidad de empotramiento. El Proyectista o Diseñador Estructural debe tener en cuenta que el aplastamiento localizado debajo de la cabeza reducirá significativamente la rigidez de la conexión, y generalmente será el inicio de una falla por arrancamiento del anclaje.

CD.5.3.5. La expresión (D-16) para bulones con gancho fue desarrollada por Lutz en base a los resultados de la referencia D.22. Se confía solamente en la componente de apoyo, despreciando cualquier componente friccional debido a que el aplastamiento dentro del gancho reducirá significativamente la rigidez de la conexión, y generalmente será el inicio de una falla por arrancamiento del anclaje. Los límites de e_h se basan en el intervalo de las variables utilizadas en los tres programas de ensayo descriptos en la referencia D.22.

CD.5.4. Resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón de un anclaje con cabeza solicitado a tracción

Los requisitos para el descascaramiento del recubrimiento lateral se basan en las recomendaciones de la referencia D.23. Estos requisitos son aplicables a anclajes con cabeza que generalmente son hormigonados in situ. La mayoría de los anclajes incorporados al hormigón endurecido están controlados por el hendimiento durante su incorporación y no por el descascaramiento del recubrimiento lateral, lo cual es evaluado por los requisitos establecidos en el documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.).

CD.6. REQUISITOS DE DISEÑO PARA CARGAS DE CORTE

CD.6.1. Resistencia del acero de los anclajes solicitado a corte

CD.6.1.2. La resistencia nominal al corte de los anclajes se representa mejor mediante la expresión $A_{se}\, f_{uta}$ para el caso de los pernos con cabeza y $0{,}6\, A_{se}\, f_{uta}$ para otros tipos de anclajes, que mediante una función de $A_{se}\, f_{ya}$, ya que los materiales típicos de los anclajes no presentan un punto de fluencia bien definido. Al utilizar las expresiones (D-19) y (D-20), en conjunto con los factores de carga dados en el artículo 9.2 y con los factores ϕ del artículo D.4.4, se obtienen resistencias de diseño consistentes con las especificaciones de la referencia D.18.

La intención de la limitación de $1{,}9\, f_{ya}$ impuesta a f_{uta} es asegurar que, bajo condiciones de cargas de servicio, el anclaje no supere el valor de f_{ya} . Esta limitación fue determinada convirtiendo los requisitos del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) a las condiciones de carga de servicio correspondientes, comentadas en el artículo CD.5.1.2.

El área efectiva de la sección transversal de un anclaje, debe ser proporcionada por el fabricante de los anclajes de expansión con el área de la sección transversal reducida por el mecanismo de expansión. Para bulones roscados, la referencia D.1. define A_{se} como:

$$A_{se} = \frac{\pi}{4}\left(d_o - \frac{0{,}9743}{n_t}\right)^2$$

donde n_t es el número de filetes de rosca por mm.

CD.6.2. Resistencia al desprendimiento del hormigón de un anclaje solicitado a corte

CD.6.2.1. Las expresiones para la resistencia al corte fueron desarrolladas a partir del Método CCD. Ellas suponen un ángulo del cono de desprendimiento de aproximadamente $35\,°$ [Figura CD.4.2.2(b)], y consideran la teoría de la mecánica de fallas. Los efectos de los anclajes múltiples, la separación de los anclajes, las distancias a los bordes y el espesor del elemento de hormigón sobre la resistencia nominal al desprendimiento del hormigón por corte, se incluyen aplicando el factor de reducción A_{Vc} / A_{Vco} en las expresiones (D-21) y (D-22) y $\psi_{ec,V}$ en la expresión (D-22). Para los anclajes alejados del borde, el artículo D.6.2 generalmente no será determinante. Para estos casos habitualmente son determinantes las disposiciones de los artículos D.6.1 y D.6.3.

La Figura CD.6.2.1(a) indica el área A_{Vco} y el desarrollo de la expresión (D-23). A_{Vco} es el área máxima proyectada para un único anclaje que se aproxima al área superficial del cono o prisma de desprendimiento, para un anclaje no afectado por la distancia al borde, la separación o la profundidad del elemento. La Figura CD.6.2.1(b) ilustra ejemplos de las áreas proyectadas para diferentes configuraciones de uno o múltiples anclajes. El área A_{Vc} es una aproximación del área superficial total del cono de desprendimiento para una configuración particular de los anclajes. Debido a que A_{Vc} es el área proyectada total para un grupo de anclajes y A_{Vco} es el área para un único anclaje, no es necesario incluir el número de anclajes en la mencionada expresión.

Cuando se utilice la expresión (D-22) para grupos de anclajes solicitados a corte, se deberán considerar las dos hipótesis de distribución que se ilustran en el ejemplo del lado derecho de la Figura CD.6.2.1(b), ya que es posible que los anclajes más próximo al borde fallen primero, o bien que todo el grupo falle como una unidad con la superficie de falla que se origina a partir de los anclajes más alejados del borde. Si los anclajes están soldados a una placa común, cuando el anclaje más próximo al borde frontal comience a formar un cono de falla, la carga de corte sería transferida al anclaje posterior, más rígido y resistente. Por este motivo, para los anclajes soldados a una placa común no es necesario considerar el modo de falla ilustrado en la Figura superior derecha de la Figura CD6.2.1.(b). El enfoque de la referencia D.17. (en su artículo 6.5.2.2) sugiere considerar la capacidad de los anclajes alejados del borde. Debido a que éste es un enfoque razonable, suponiendo que los anclajes están lo suficientemente separados para que las superficies de falla por corte no se intersequen (ver la referencia D.11.), el artículo D.6.2 permite este procedimiento. Si las superficies de falla no se intersecan, como generalmente ocurriría si la separación de los anclajes s es igual o mayor que $1{,}5\ c_{a1}$, luego de la formación de la superficie de falla próxima al borde, la mayor capacidad del anclaje más alejado resistiría la mayor parte de la carga. Como se ilustra en el ejemplo inferior derecho de la Figura CD.6.2.1(b), sería apropiado considerar la totalidad de la capacidad de corte a proveer por este anclaje, con su superficie de falla resistente de mucho mayor tamaño. En este caso no se considera ninguna contribución del anclaje próximo al borde. Es aconsejable verificar la condición del anclaje próximo al borde a fin de impedir una fisuración indeseable bajo condiciones de carga de servicio. En la referencia D.8. se presenta una discusión adicional del diseño para anclajes múltiples.

Para el caso de anclajes próximos a una esquina, solicitados por un esfuerzo de corte con componentes normales a cada uno de los bordes, una solución satisfactoria consiste en verificar la conexión independientemente para cada componente del esfuerzo de corte. En la referencia D.11. se discuten otros casos especiales, tales como la resistencia al corte de grupos de anclajes donde los anclajes no tienen las mismas distancias a los bordes.
Los requisitos detallados en el artículo D.6.2.1(a) se aplican al caso de un esfuerzo de corte dirigido hacia un borde. Cuando la dirección del esfuerzo de corte se aleja del borde, la resistencia generalmente será determinada por las disposiciones de los artículos D.6.1 ó D.6.3.

En la Figura CD.6.2.1(c) se ilustra el caso de un esfuerzo de corte paralelo a un borde. Puede haber algún caso especial donde haya un esfuerzo de corte paralelo al borde, próximo a una esquina. En el ejemplo de un único anclaje próximo a una esquina (ver Figura CD.6.2.1(d)), además de los requisitos para corte en la dirección paralela al borde, también se deben verificar los requisitos para corte en la dirección de la carga.

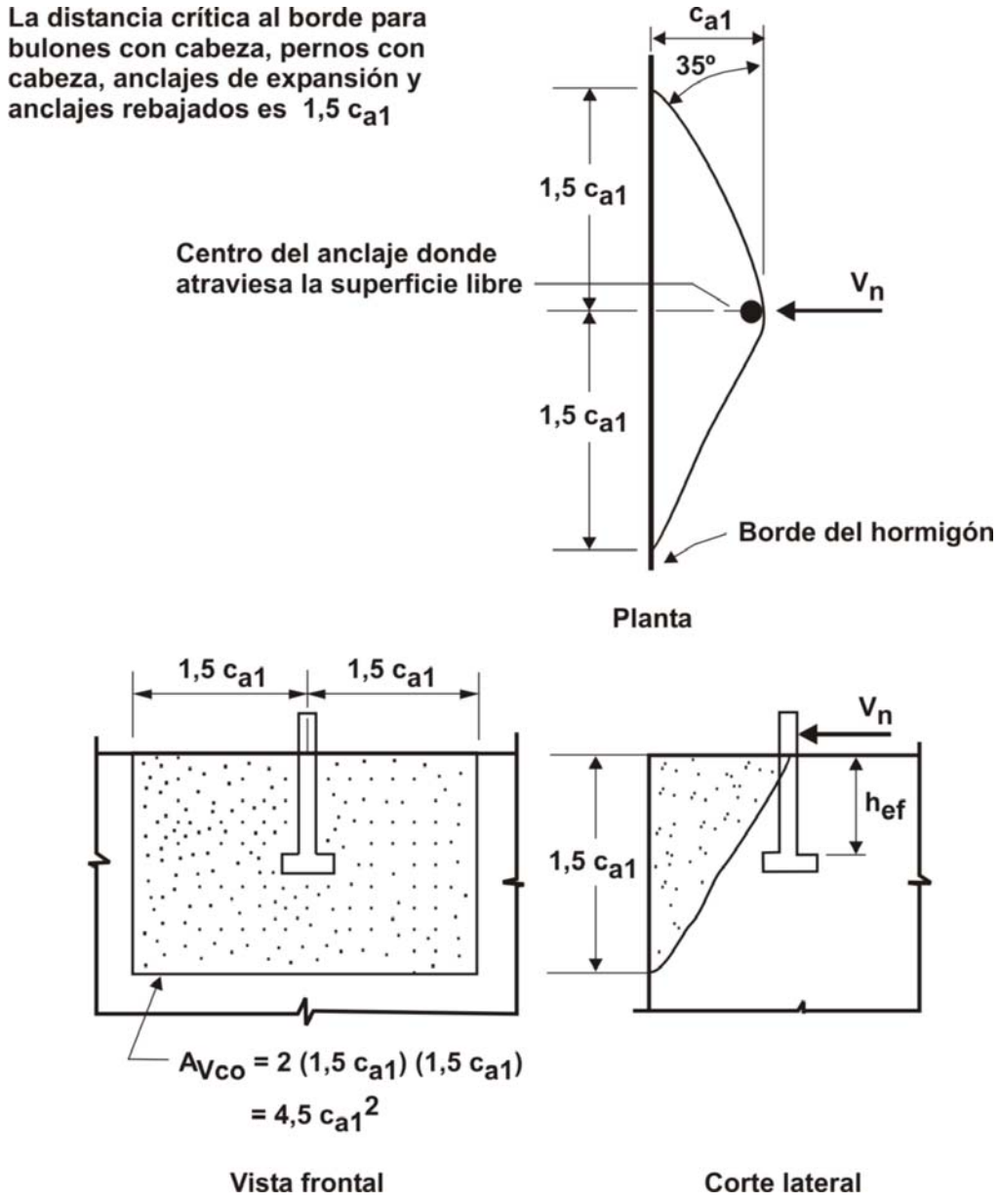
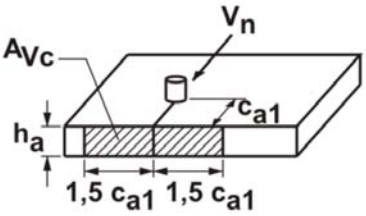


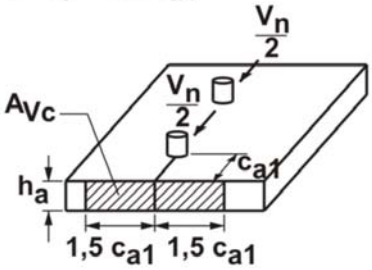
Figura CD.6.2.1.(a). Cálculo de A_{Vco}.

si $h_a < 1{,}5\ c_{a1}$



$A_{Vc} = 2\ (1{,}5\ c_{a1})\ h_a$

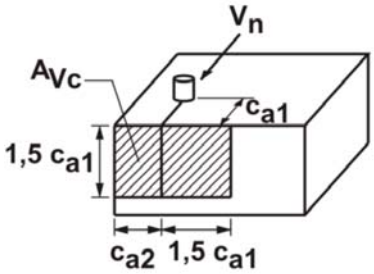
si $h_a < 1{,}5\ c_{a1}$



$A_{Vc} = 2\ (1{,}5\ c_{a1})\ h_a$

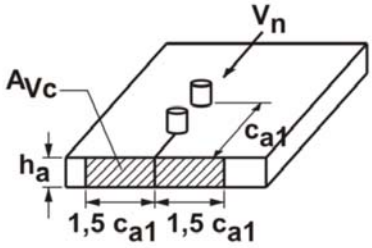
Nota: Una hipótesis de la distribución de esfuerzos indica que la mitad del corte sería crítico para el anclaje frontal y su área proyectada.

si $c_{a2} < 1{,}5\ c_{a1}$



$A_{Vc} = 1{,}5\ c_{a1}\ (1{,}5\ c_{a1} + c_{a2})$

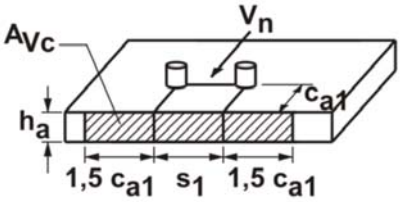
si $h_a < 1{,}5\ c_{a1}$



$A_{Vc} = 2\ (1{,}5\ c_{a1})\ h_a$

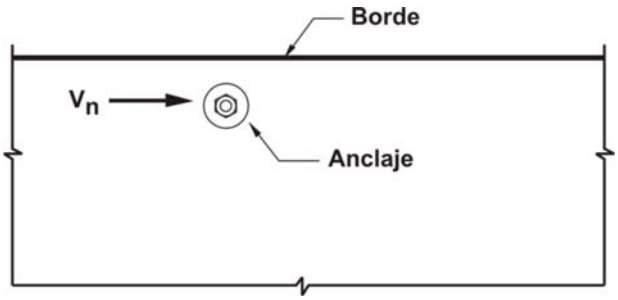
Nota: Otra hipótesis de la distribución de esfuerzos indica que el corte total sería crítico para el anclaje trasero y su área proyectada. Sólo es necesario considerar esta hipótesis cuando los anclajes están rígidamente conectados al dispositivo de fijación.

si $h_a < 1{,}5\ c_{a1}$ y $s_1 < 3\ c_{a1}$



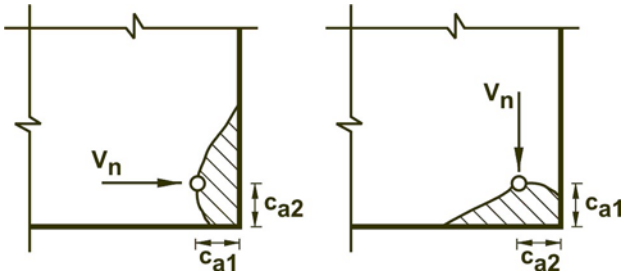
$A_{Vc} = [2\ (1{,}5\ c_{a1}) + s_1]\ h_a$

Figura CD.6.2.1.(b). Área proyectada para anclajes simples y grupos de anclajes y cálculo de A_{Vc}.



Planta

Figura CD.6.2.1.(c). Esfuerzo de corte paralelo a un borde



Planta

Figura CD.6.2.1.(d). Esfuerzo de corte perpendicular a un borde.

CD.6.2.2. Al igual que la capacidad de desprendimiento del hormigón en tracción, la capacidad de desprendimiento del hormigón por corte, no aumenta con la superficie de falla, la cual es proporcional a $(c_{a1})^2$. En cambio, la capacidad aumenta proporcionalmente a $(c_{a1})^{1,5}$ debido al efecto del tamaño. La capacidad también es afectada por la rigidez del anclaje y por el diámetro del anclaje (ver las referencias D.9. a D.11. y D.14.).

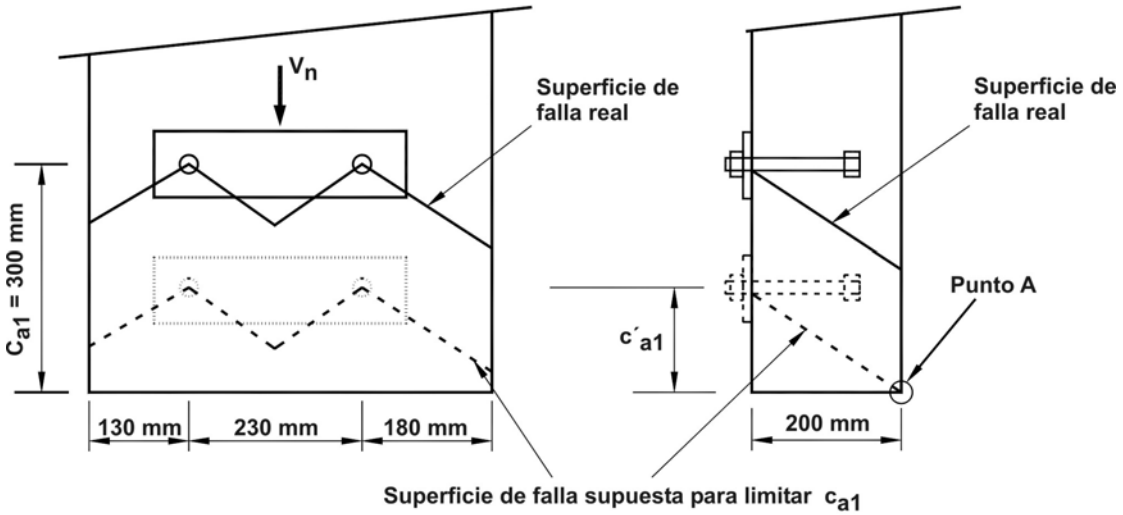
La constante **0,6** que aparece en la expresión de resistencia al corte fue determinada en base a datos de ensayos descriptos en la referencia D.9., para el percentil 5 ajustado por la fisuración.

CD.6.2.3. Para el caso especial de bulones con cabeza, continuamente soldados a un dispositivo de fijación, los datos de ensayos (ver la referencia D.24.) indican que existe una capacidad de corte algo mayor, posiblemente debido a que la conexión soldada rígida, sostiene al bulón más efectivamente que un dispositivo de fijación donde hay luz libre. Por este motivo se incrementa la resistencia básica a corte. Los límites se imponen para asegurar una rigidez suficiente. En las referencias D.8., D.11. y D.120 se presenta el diseño de la armadura suplementaria.

CD.6.2.4. Para los anclajes afectados por tres o más bordes, cuando cualquiera de las distancias a los bordes sea menor que **1,5** c_{a1} , con la resistencia al desprendimiento por corte calculada mediante el Método CCD básico (el cual constituye la base de las expresiones (D-21) a (D-28) inclusive), se obtienen resultados seguros pero excesivamente conservadores. Estos casos especiales fueron estudiados mediante el Método κ (ver la referencia D.14.), y el problema fue señalado por Lutz (ver la referencia D.20.). De manera similar al enfoque utilizado para los desprendimientos por corte en el artículo D.5.2.3, la evaluación de la capacidad se considera correcta, si el valor de c_{a1} utilizado en las

expresiones (D-21) a (D-28) se limita al mayor valor entre c_{a1} ***/1,5*** en cada dirección, h_a ***/1,5*** y ***1/3*** de la máxima separación entre los anclajes en el grupo. El límite que establece que c_{a1} debe ser como mínimo ***1/3*** de la máxima separación entre los anclajes en el grupo, evita que el Proyectista o Diseñador Estructural utilice una resistencia calculada en base a prismas de desprendimiento individuales en el caso de una configuración de anclajes en grupo.

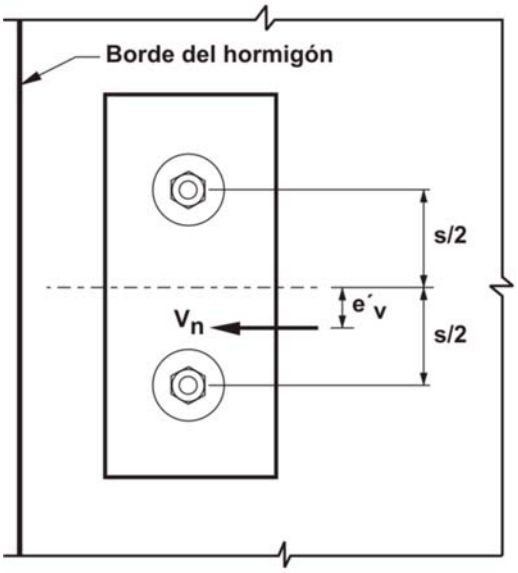
Este enfoque se ilustra en la Figura CD.6.2.4. En este ejemplo, el límite para el valor de la distancia c_{a1} es el mayor valor entre c_{a2} ***/ 1,5*** en cada dirección, h_a ***/ 1,5*** y ***1/3*** de la máxima separación entre los anclajes en el grupo; por lo tanto este límite es igual a c'_{a1} ***= 133 mm***. Para este ejemplo, ***133 mm*** sería el valor correcto de c_{a1} a utilizar para el cálculo de V_{cb} o V_{cbg} aún si la distancia al borde hacia el cual realmente se dirige el corte fuese mayor. El requisito del artículo D.6.2.4 se puede visualizar moviendo la superficie real de desprendimiento del hormigón, la cual se origina en c_{a1} real, hacia la superficie del hormigón en la dirección de la carga de corte aplicada. El valor de c_{a1} utilizado en las expresiones (D-21) a (D-28) queda determinado donde: (a) los límites exteriores de la superficie de falla primero intersecan un borde libre; o bien (b) la intersección de la superficie de desprendimiento entre anclajes del grupo que interseca primero la superficie del hormigón. Para el ejemplo ilustrado en la Figura CD.6.2.4., el punto "A" define la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superficie de hormigón.



*El valor real de c_{a1} es igual a **300 mm** pero dos bordes ortogonales, c_{a2} y **h**, están a una distancia ≤ **1,5** c_{a1} y por lo tanto el valor limitante para c_{a1} (indicado en la Figura como c'_{a1}) es el mayor valor entre $c_{a2,máx}$ **/ 1,5; h/1,5** y **1/3** de la máxima separación para un grupo de anclajes: c'_{a1} = máx (130/1,5; 200/1,5; 180/3) = **133 mm**.*
*Por lo tanto, se debe utilizar c'_{a1} **= 133 mm** en las expresiones (D-20) a (D-27), incluyendo el cálculo de A_{Vc}*
A_{Vc} = (130+230+180) (1,5 (13,33)) = 107700 mm² (es decir, el área de la sección transversal del elemento).
El punto A indica la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superfi-cie de hormigón.

Figura CD.6.2.4. Corte cuando los anclajes son afectados por tres o más bordes.

CD.6.2.5. Este artículo proporciona un factor de modificación para un esfuerzo de corte excéntrico actuando hacia el borde sobre un grupo de anclajes. Si la carga de corte se origina por encima del plano de la superficie de hormigón, primero se debería resolver el corte como un corte en el plano de la superficie de hormigón, con un momento que puede, además, provocar o no tracción en los anclajes, dependiendo del esfuerzo normal. La Figura CD.6.2.5 define el término e'_V para calcular el factor de modificación $\psi_{ec,V}$ que considera el hecho de que se aplica más esfuerzo de corte en un anclaje que en los otros, lo cual tiende a hendir el hormigón cerca de un borde.



Planta

Figura CD.6.2.5. Definición de e'_V.

CD.6.2.7. Están permitidos los anclajes de expansión de torque controlado y de desplazamiento controlado en hormigón fisurado bajo cargas de corte puro.

CD.6.3. Resistencia al arrancamiento del hormigón de un anclaje solicitado a corte

La referencia D.9. indica que la resistencia al arrancamiento del hormigón por corte se puede aproximar como una a dos veces la resistencia a la tracción del anclaje, con el menor valor apropiado para h_{ef} menor que 65 mm.

D.7. INTERACCIÓN DE LOS ESFUERZOS DE TRACCIÓN Y CORTE

Tradicionalmente la expresión de interacción corte-tracción se ha expresado como:

$$\left(\frac{N_{ua}}{N_n}\right)^{\zeta} + \left(\frac{V_{ua}}{V_n}\right)^{\zeta} \leq 1{,}0$$

donde ζ varía entre 1 y 2. La actual recomendación trilineal es una simplificación de la expresión donde ζ **= 5/3** (Figura CD.7). Los límites se seleccionaron de manera de

eliminar el requisito que exige calcular los efectos de interacción cuando los valores del segundo esfuerzo son muy pequeños. Sin embargo, se puede utilizar cualquier otra expresión de interacción, siempre que se verifique mediante datos de ensayo, de acuerdo con el artículo D.4.3.

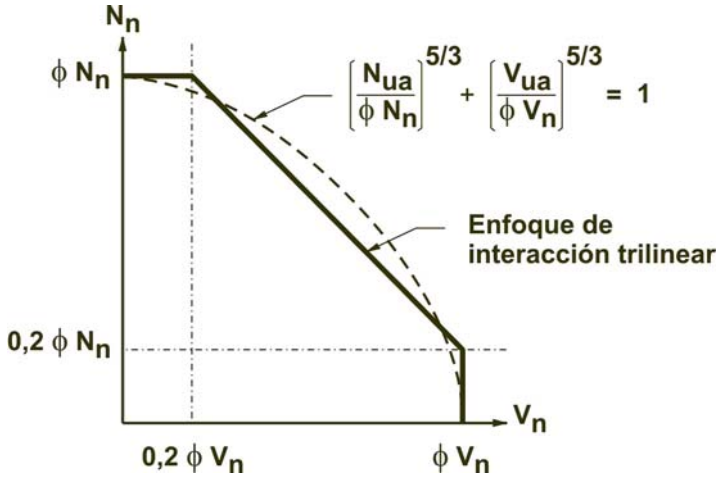


Figura CD.7. Expresión de la interacción de los esfuerzos de tracción y corte.

D.8. DISTANCIAS A LOS BORDES, SEPARACIONES Y ESPESORES REQUERIDOS PARA IMPEDIR LA FALLA POR HENDIMIENTO

Las separaciones mínimas, distancias mínimas a los bordes y espesores mínimos dependen fuertemente de las características de los anclajes. Los esfuerzos y torques de instalación en los anclajes incorporados al hormigón endurecido pueden provocar el hendimiento del hormigón que los rodea. El hendimiento también puede ser provocado por el torque posterior, aplicado durante la conexión de los dispositivos de fijación a los anclajes, incluyendo los anclajes incorporados al hormigón endurecido. La principal fuente de los valores correspondientes a separaciones, distancias a los bordes y espesores mínimos para los anclajes incorporados al hormigón endurecido, deberían ser los ensayos específicos para cada producto de acuerdo con el documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.). Sin embargo, en algunos casos durante la etapa de diseño no se conocen los productos específicos que se van a utilizar y por lo tanto se proporcionan valores aproximados que se pueden utilizar en el diseño.

CD.8.2. Debido a que el recubrimiento lateral sobre un empotramiento profundo, próximo a un borde, puede afectar significativamente la resistencia al descascaramiento del recubrimiento lateral, especificado en el artículo D.5.4, además de los requisitos normales para recubrimiento del hormigón, el proyectista o diseñador estructural puede optar por utilizar un mayor recubrimiento a fin de aumentar la resistencia al descascaramiento.

CD.8.3. La perforación de los orificios para los anclajes incorporados al hormigón endurecido puede provocar microfisuración. El objetivo del requisito de una distancia mínima al borde, igual al doble del máximo tamaño de los agregados, es minimizar los efectos de esta microfisuración.

CD.8.4. En algunos casos puede resultar deseable utilizar un anclaje de mayor diámetro que lo permitido por los requisitos especificados en los artículos D.8.1 a D.8.3. En estos casos está permitido utilizar un anclaje de mayor diámetro siempre que la resistencia de diseño del anclaje se base en un diámetro menor supuesto para el anclaje, d'_o .

CD.8.5. Este requisito de espesor mínimo no es aplicable a los bulones pasantes ya que estos bulones están fuera del campo de validez del Apéndice D. Además, las fallas por hendimiento son provocadas por la transferencia de carga entre el bulón y el hormigón. Debido a que los bulones pasantes transfieren su carga de manera diferente a los anclajes de expansión o rebajados, estos bulones no estarían sujetos a los mismos requisitos sobre espesor del elemento. Los anclajes incorporados al hormigón endurecido no deberían estar empotrados una profundidad mayor que 2/3 del espesor del elemento.

CD.8.6. La distancia al borde crítica, c_{ac} se debe determinar mediante el ensayo en esquina descripto en el documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.). Las investigaciones realizadas indican que los requisitos del ensayo en esquina no se satisfacen con $c_{a,mín} = 1,5\ h_{ef}$ para muchos anclajes de expansión y algunos anclajes rebajados, ya que durante la instalación de estos tipos de anclajes se introducen tensiones de tracción por compresión diametral en el hormigón, tensiones que aumentan durante la aplicación de las cargas y pueden provocar una falla prematura por hendimiento. Para permitir el diseño de estos tipos de anclajes en aquellos casos en los cuales no hay información específica del producto disponible, se proveen valores conservadores de c_{ac} a utilizar por defecto.

CD.9. INCORPORACIÓN AL HORMIGÓN DE LOS ANCLAJES

Muchas de las características del comportamiento de los anclajes dependen de la correcta incorporación de los anclajes al hormigón. La capacidad y deformaciones de los anclajes se pueden evaluar efectuando ensayos de aceptación de acuerdo con el documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.). Estos ensayos se realizan suponiendo que se seguirán las instrucciones de instalación proporcionadas por el fabricante. Ciertos tipos de anclajes pueden ser sensibles a las variaciones del diámetro de los orificios, las condiciones de limpieza, la orientación del eje, la magnitud del torque de instalación, el ancho de las fisuras y otras variables. Parte de esta sensibilidad, se refleja indirectamente en los valores de ϕ asignados a las diferentes categorías de anclajes, los cuales en parte dependen de los resultados de los ensayos de seguridad de la instalación. Podrían ocurrir graves desviaciones con respecto a los resultados de los ensayos de aceptación, de acuerdo con el documento ACI 355.2 (ver la referencia D.26.), si se intercambian incorrectamente los componentes de los anclajes, o si los procedimientos y criterios de instalación se apartan de los recomendados. Las especificaciones técnicas del diseño o proyecto deberían requerir que los anclajes se instalen de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

BIBLIOGRAFÍA

En esta versión 2005 del Reglamento CIRSOC 201, se ha incluido la bibliografía original del ACI-318-05.

Bibliografía, Capítulo 1

1.1. ACI Committee 307, "Standard Practice for the Design and Construction of Cast-in-Place Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-98)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1998, 32 pp. Also A*CI Manual of Concrete Practice*.

1.2. ACI Committee 313, "Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials (ACI 313-97)," American Concrete Institute, Farmington Hills. MI, 1997, 22 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

1.3. ACI Committee 350, "Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350R-89)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 1989, 20 pp. Also ACI *Manual of Concrete Prac*tice.

1.4. ACI Committee 349, "Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-97)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 1997, 129 pp., plus 1997 Supplement. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

1.5. ACI-ASME Committee 359, "Code for Concrete Reactor Vessels and Containments (ACI 359-92)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 1992.

1.6. ACI Committee 543, "Recommendations for Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles." (ACI 543R-74) (Reapproved 1980)," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 71, No. 10, Oct. 1974, pp. 477-492.

1.7. ACI Committee 336, "Design and Construction of Drilled Piers (ACI 336.3R-93)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1993, 30 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

1.8. "Recommended Practice for Design, Manufacture and Installation of Prestressed Concrete Piling," PCI *Journal, V.* 38, No. 2, March-April 1993, pp. 14-41.

1.9. ACI Committee 360, “Design of Slabs on Grade (ACI 360R-92 [Reapproved 1997])” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997, 57 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice.*

1.10. PTI, “Design of Post-Tensioned Slabs-on-Ground” 3rd Edition, Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 2004, 106 pp.

1.11. ANSI/ASCE 3-91, "Standard for the Structural Design of Composite Slabs", ASCE, Reston, VA, 1994.

1.12. ANSI/ASCE 9-91, "Standard Practice for the Construction and Inspection of Composite Slabs." American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 1994.

1.13. “The BOCA National Building Code, 13th Edition,” Building Officials and Code Administration International, Inc., Country Club Hills, IL, 1996, 357 pp.

1.14. “Standard Building Code,” Southern Building Code Congress International, Inc.,Birmingham, AL, 1996, 656 pp.

1.15. “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures,” Part 1: Provisions (FEMA 222, 199 pp.) and Part 2: Commentary (FEMA 223, 237 pp.), Building Seismic Safety Council, Washington D.C., 1997.

1.16. “International Building Code,” International Code Council, Falls Church, VA, 2000.

1.17. “International Building Code,” International Code Council, Falls Church, VA, 2003.

1.18. Building Construction and Safety Code-NFPA 5000”, National Fire Protection Association, Quincy, MA, 2003.

1.19. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (SEI/ASCE 7-02)," ASCE, Reston, VA, 376 pp.

1.20. Uniform Building Code, V. 2, Structural Engineering Design Provisions, 1997 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997, 492 pp.

1.21. ACI Committee 311, "Guide for Concrete Inspection (ACI 311.4R-95)," American Concrete Institute. Farmington Hills, MI, 1995, 11 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

1.22. ACI Committee 311, ACI *Manual of Concrete Inspection,* SP-2, 8th Edition, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992, 200 pp.

Bibliografía, Capítulo 2

2.1. ACI Committee 116, "Cement and Concrete Terminology (ACI 116R-90)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, 58 pp.Also ACI *Manual of ConcretePractice*.

Bibliografía, Capítulo 3

3.1. ACI Committee 214, "Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214-77) (Reapproved 1989)," (ANSI/ACI 214-77), American Concrete Institute. Farmington Hills, MI, 1977, 14 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

3.2. ACI Committee 440, “Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars (ACI 440.1R-03)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 42 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice.*

3.3. ACI Committee 440, “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening of Concrete Structures (ACI 440.2R-02)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 45 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice.*

3.4. Gustafson, D. P., and Felder, A. L., "Questions and Answers on ASTM A 706 Reinforcing Bars," *Concrete International*, V. 13, No. 7, July 1991, pp. 54-57.

3.5. ACI Committee 223, "Standard Practice for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete (ACI 223-98)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 29 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

Bibliografía, Capítulo 4

4.1. Dikeou, J. T., "Fly Ash Increases Resistance of Concrete to Sulfate Attack," Research *Report No. C* - 1224, Concrete and Structures Branch, Division of Research, U.S. Bureau of Reclamation, Jan. 1967, 25 pp.

4.2. ASTM C 1012-89, "Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution," ASTM *Book of Standards*, Part 04.01, ASTM, West Conshohocken, PA, 5 pp.

4.3. ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211. 1.9.1)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 38 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

4.4. Drahushak-Crow, R., "Freeze-Thaw Durability of Fly Ash Concrete," *EPRI Proceedings,* Eighth International Ash Utilization Symposium, V. 2, Oct. 1987, p. 37- 1.

4.5. Sivasundaram, V.; Carette, G. G.; and Malhotra, V. M., "Properties of Concrete Incorporating Low Quantity of Cement and High Volumes of Low-Calcium Fiy Ash," *FIy Ash, Silica Fume. Slag*, *and Natural Pozzolans in Concrete*, SP-114, American Concrete Institute. Farmington Hills, MI, 1989, pp. 45-71.

4.6. Whiting, D., "Deicer Scaling and Resistance of Lean Concretes Containing Fiy Ash," *Fly Ash, Silica Fume. Slag, and Natural Pozzolans in Concrete*. SP-114, American Concrete Institute. Farmington Hills, MI, 1989, pp. 349-372.

4.7. Rosenberg, A., and Hanson, C. M.,-Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete," *Materials Science in Concrete I*, American Ceramic Society. Westerville, OH, 1989, p. 285.

4.8. Berry, E. E., and Malhotra. *V. M., FIy Ash in Concrete*, CANMET, Ottawa, Ontario, Canada, 1985.

4.9. Li, S., and Roy, D. M., "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. 1986, pp. 749-759.

4.10. ACI Committee 201, "Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R-92)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992, 39 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

4.11. ACI Committee 222, "Corrosion of Metals in Concrete (ACI 222R-96)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1996, 30 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

4.12. Ozyildirim, C., and Halstead, W., "Resistance to Chloride lon Penetration of Concretes Containing Fly Ash, Silica Fume, or Slag," *Permeability of Concrete,* SP-108, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1988, pp. 35-61.

4.13. ASTM 1202-97, "Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete´s Ability to Resist Chloride Ion Penetration," ASTM Book of Standards, Part 04.02, ASTM, West Conshohocken, PA, 6 pp.

Bibliografía, Capítulo 5

5.1. ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211. l -98)," American Concrete. Institute, Farmington Hills, MI, 1998, 38 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

5.2 ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete (ACI 211.2-91)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 18 pp. Also, *ACI Manual of Concrete Practice*.

5.3. ASTM C 1077-92, "Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Laboratory Evaluation." ASTM,West Conshohocken, PA, 5 pp.

5.4 ASTM D 3665-99 “Standard Practice for Random Sampling of Construction Materials “ ASTM, West Conshohocken, PA, 5 pp.

5.5. Bloem, D. L., "Concrete Strength Measurement-Cores vs. Cylinders," *Proceedings,* ASTM, V. 65, 1965, pp. 668-696.

5.6. Bloem, Delmar L., "Concrete Strength in Structures," ACI JOURNAL. *Proceedings V.* 65, No. 3. Mar. 1968, pp. 176-187.

5.7. Malhotra, V. M., *Testing Hardened Concrete: Nondestrucfive Methods,* ACI Monograph No. 9, American Concrete Institute/lowa State University Press, Farmington Hills, MI, 1976, 188 pp.

5.8. Malhotra, V. M., "Contract Strength Requirements-Cores Versus In Situ Evaluation," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 74, No. 4, Apr. 1977, pp. 163-172.

5.9.Bartlett, M. F. and McGregor, J.G., “Effect of Moisture Condition on Concrete Core Strengths,” ACI *Materials Journal,* V.91, No.3, May-June, 1994, pp 227-236

5.10. ACI Committee 304, "Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete (ACI 304R-89)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1989, 49 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

5.11. Newlon, H., Jr., and Ozol. A., "Delayed Expansion of Concrete Delivered by Pumping through Aluminum Pipe Line," *Concrete Case Study* No. 20; Virginia Highway Research Council, Oct. 1969, 39 pp.

5.12. ACI Committee 309, "Guide for Consolidation of Concrete (ACI 309R-96)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1996, 40 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

5.13. ACI Committee 308, "Guide to Curing Concrete (ACI 308R-01)," American Concrete

Institute, Farmington Hills, MI, 2001, 31 pp. Also ACl *Manual of Concrete Practice.*

5.14. ACI Committee 306, "Cold Weather Concreting (ACI 306R88)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, *1988,* 23 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

5.15. ACI Committee 305, "Hot Weather Concreting (ACI 305R91)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 17 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice.*

Bibliografía, Capítulo 6

6.1. ACI Committee 347, "Guide to Formwork for Concrete (ACI 347R-94)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 1994, 33 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

6.2. Hurd, M. K., and ACI Committee 347, *Formwork for Concrete,* SP-4, 5th Edition, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1989, 475 pp.

6.3. Liu, X. L.; Lee, H. M.; and Chen. W. F., "Shoring and Reshoring of High-Rise Buildings," *Concrete International, V. 1, No. 1,* Jan. 1989, pp. 64-68.

6.4. ASTM C 873-99, "Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast-in-Place in Cylindrical Molds" ASTM, West Conshohocken, PA, 4pp.

6.5. ASTM C 803/C 803M-97, "Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete" ASTM, West Conshohocken, PA, 4 pp.

6.6. ASTM C 900, "Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete" ASTM, West Conshohocken, PA, 5 pp.

6.7. ASTM C 1074-87. "Estimating Concrete Strength by the Maturity Method," ASTM, West Conshohocken PA.

6.8. "Power Piping (ANSI/ASME B 31.1-1992)," American Society of Mechanical Engineers, New York, 1992.

6.9. "Chemical Plant and Petroleurn Refinery Piping (ANSI/ASME B 31.3-1990)," American Society of Mechanical Engineers, New York, 1990.

Bibliografía, Capítulo 7

7.1. ACI Committee 315, ACI *Detailing Manual*-1994, SP-66, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1994, 244 pp. Also "Details and Detailing of Concrete Reinforcement (ACI 315-92)," and "Manual of Engineering and Placing Drawings for Reinforced Structures (ACI 315R-94)." Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

7.2. Black, William C., "Field Corrections to Partially Embedded Reinforcing Bars," ACI JOURNAL. *Proceedings V.* 70, No. 10, Oct. 1973, pp. 690-691.

7.3. Stecich, J.; Hanson, J. M.; and Rice, P. F.; "Bending and Straightening of Grade 60 Reinforcing Bars," *Concrete International: Design & Construction, V.* 6, No. 8. Aug. *1984, pp.* 14-23.

7.4. Kemp, E. L.; Brezny, F. S. and Unterspan. J. A., "Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristics of Deformed Reinforcing Bars," ACI JOURNAL. *Proceedings V. 65,* No. 9, Sept. 1968, pp. 743-756.

7.5. Sason, A. S. "Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand." PCI *Journal,* V. 37, No. 3, May-June *1992, pp. 25-30.*

7.6. ACI Committee 117, "Standard Tolerances for Concrete Construction and Materials (ACI 117-90)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 22 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

7.7. PCI *Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete,* 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, *1992, 580 pp.*

7.8. ACI Committee 408, "Bond Stress-The State of the Art," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 63, No. 11, Nov. 1966, pp. 1161-1188.

7.9. "Standard Specifications for Highway Bridges," 15th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1992, 686 pp.

7.10. Deatherage, J. H., Burdette, E. G. and Chew, C. K., "Development Length and Lateral Spacing Requirements of Prestressing Strand for Prestressed Concrete Bridge Girders," PCI *Journal*, V. 39. No. 1, Jan.-Feb. 1994, pp. 70-83.

7.11. Russell, B. W., and Burns, N. H. "Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete," PCI *Journal,* V. 4 1, No. 5, Sept.-Oct. 1996, pp. 44-65.

7.12. ACI Committee 362, “Design of Parking Structures (ACI 362 IR –97),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997, 40 pp.

7.13. Hanson, N. W., and Conner, H. W., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Proceedings,* ASCE, V. 93, ST5, Oct. 1967, pp. 533-560.

7.14. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-91)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 18 pp. Also ACl *Manual of Concrete Practice*.

7.15. Pfister, J. F., "Influence of Ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 61, No. 5, May 1964, pp. 521-537.

7.16. Gilbert, R. l., "Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members." ACI *Structural Journal, V.* 89, No. 2, Mar.-Apr. 1992, pp. 141-149.

7.17. "Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete," MNL- 123-88, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1988, 270 pp.

7.18. PCI Building Code Committee, "Proposed Design Requirements for Precast Concrete," PCI *Journal,* V. 31, No. 6, Nov.-Dec. 1986, pp. 32-47.

7.19. Nilson, A. H. “Diseño de Estructuras de Concreto”, Duodécima Edición, McGraw-Hill.

7.20. “Notes on ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete,“ Portland Cement Association, Edit. Fanella, Munshi & Rabbat.

7.21. “Changing from ACI 318-99 to ACI 318-02 What´s new?,” Concrete International, Jun 2001, pp 69-183.

7.22. ACI 216.1-97/TMS 0216.1-97 “Standard Method for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies”. Traducción disponible en www.inti.gov.ar/cirsoc.

Bibliografía, Capítulo 8

8.1. Fintel, M.; Ghosh, S. K.; and Iyengar, H., *Column Shortening in Tall Buildings-Prediction and Compensation.* EB 108D, Portland Cement Association, 1986, 34 pp.

8.2. Cohn, M. Z., "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, 1965, pp. 359-382.

8.3. Mattock, A. H., "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams," *Proceedings,* Institution of Civil Engineers (London), V. 13, 1959, pp. 35-46.

8.4.Mast, R. F., “Unified Design Provision for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members,” ACI *Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar-Apr., 1992, pp 185-199.

8.5. Pauw, Adrian. "Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 57, No. 6, Dec. 1960, pp. 679-687.

8.6. ASTM C 469-94, "Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression," ASTM, West Coshohocken, PA.

8.7. "Handbook of Frame Constants." Portland Cement Association, Skokie, IL., 1972, 34 pp.

8.8. "Continuity in Concrete Building Frames," Portland Cement. Association, Skokie, IL., 1959, 56 pp.

Bibliografía, Capítulo 9

9.1. “Minimum Design Loads for Building and Other Structures,” SEI/ASCE 7-02, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 376 pp.

9.2. “International Building Code,” International Code Council, Falls Church, VA, 2003.

9.3. “Minimum Design Loads for Building and Other Structures (ASCE 7-93),” ASCE, New York, 1993, 134 pp.

9.4 “BOCA National Building Code, 13 th Edition,” Building Officials and Code Administration

International, Inc., Country Club Hills, IL, 1993, 357 pp.

9.5. “Standard Building Code;” Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL, 1994, 656 pp.

9.6. “Uniform Building Code, V. 2, Structural Engineering Design Provisions,” International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997, 492 pp.

9.7. MacGregor, J. G., "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete," *Canadian Journal of Civil Engineering, V.* 3, No. 4, Dec. 1976, pp. 484-513.

9.8. Winter, G., "Safety and Serviceability Provisions in the ACI Building Code," *Concrete Design: U.S. and European Practices,* SP-59, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1979, pp. 35-49.

9.9. Nowak, A. S. and Szerszen, M. M. “Reliability-Based Calibration for Structural Concrete,” *Report UMCEE* 01-04, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, Nov. 2001.

9.10. Mast, R. F., “Unified Design Provision for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members,” ACI *Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar-Apr. , 1992, pp 185-199.

9.11*. Deflections of Concrete Structures,* SP-43, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, 637 pp.

9.12. ACI Committee 213, "Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete (ACI 213R-87)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1987, 27 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

9.13. Branson, D. E. "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. 1965, pp. 1-78.

9.14. ACI Committee 435, "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members (ACI 435.2R-66) (Reapproved 1989)," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 63, No. 6, June 1966, pp. 637-674. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.

9.15. Subcommittee 1, ACI Committee 435, "Allowable Deflections (ACI 435.3R-68) (Reapproved 1989)," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 65, No. 6, June 1968, pp. 433-444. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

9.16. Subcommittee 2, ACI Committee 209, "Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures (ACI 209R-92)," *Designing for the Effects of Creep, Shrinkage, and Temperature in Concrete Structures,* SP-27, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1971, pp. 51-93.

9.17. ACI Committee 435, "Deflections of Continuous Concrete Beams (ACI 435.5R-73)(Reapproved 1989)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1973, 7 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice.*

9.18. ACI Committee 435, "Proposed Revisions by Committee 435 to ACI Building Code and Commentary Provisions on Deflections," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 75, No. 6, June 1978, pp. 229-238.

9.19. Branson, D. E., “Compression Steel Effect on Long Time Deflections,” ACI JOURNAL, *Proceedings* V 68, No. 8, Aug. 1971, pp 555-559

9.20. Branson, D. E., *Deformation of Concrete Structures.* McGraw-Hill Book Co., New York, 1977, 546 pp.

9.21. PCI *Design Handbook – Precast and Prestressed Concrete*, 5th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 1998, pp 4-68 to 4-72.

9.22. Mast, R. F., “Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach,” PCI *Journal*, V. 43, No. 4, July-Aug. 1998, pp. 80-91.

9.23. Shaikh, A. F., and Branson, D. E., "Non-Tensioned Steel in Prestressed Concrete Beams," *Journal of the Prestressed Concrete Institute, V.* 15, No. 1, Feb. 1970, pp. 14-36.

9.24. Branson, D. E., discussion of "Proposed Revision of ACI 31863: Building Code Requirements for Reinforced Concrete," by ACI Committee 318, ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 67, No. 9, Sept. 1970, pp. 692-695.

9.25. Subcommittee 5, ACI Committee 435, “Deflections of Prestressed Concrete Members (ACI 435.1R-63) (Reapproved 1989)”, ACI JOURNAL, *Proceedings* V 60, No. 12, Dec. 1963, pp 1697-1728).

9.26. Branson, D. E.; Meyers, B. L.; and Kripanarayanan. K. M., "Time-Dependent Deformation of Noncomposite and Composite Prestressed Concrete Structures," *Symposium on Concrete Deformation,* Highway Research Record 324, Highway Research Board. 1970, pp. 15-43.

9.27. Ghali, A., and Favre, R., *Concrete Structures: Stresses and Deformations,* Chapman and Hail, New York, 1986, 348 pp.

9.28. Husni, Raúl; Manzelli, A.; Vásquez Palligas, M., "Análisis de los Espesores Mínimos de las Losas según el Proyecto Argentino de Estructuras de Hormigón- CIRSOC 201-02"- Departamento de Construcciones y Estructuras, Facultad de Ingeniería - UBA.

Bibliografía, Capítulo 10

10.1. Leslie, K. E.;Rajagopalan, K. S.; and Everard, N. J., "Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams” ution in Extra High Strength," ACI JOURNAL, *Proceedings V. 73*, No. 9, Sept 1976, pp. 517-521.

10.2. Karr, P. H.; Hanson, N. W; and Capell, H. T.; "Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete," *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, SP*55, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1978, pp. 161-185.

10.3. Mattock, A. H.; Kriz, L. B., and Hognestad, E., "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 57, No. 8, Feb. 1961, pp. 875-928.

10.4. ACI *Design Handbook - Columns, SP-* 17(97), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997, 482 pp.

*10.5. CRSI Handbook, 9*th Edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumberg, IL., 2002, 648 pp.

10.6. Bresler, B., "Design Criteria for Reinforced Concrete Columns under Axial Load and Biaxial Bending," ACI JOURNAL, Pro*ceedings V.* 57, No. 5, Nov. 1960, pp. 481-490.

10.7. Parme, A. L.; Nieves, J. M.; and Gouwens, A., "Capacity of Reinforced Rectangular Columns Subjected to Biaxial Bending," ACI JOURNAL. *Proceedings V.* 63, No. 9, Sept. 1966, pp. 911-923.

10.8. Heimdahl, P. D., and Bianchini, A. C., "Ultimate Strength of Biaxially Eccentrically Loaded Concrete Columns Reinforced with High Strength Steel," *Reinforced Concrete Columns,* SP-50, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1975, pp. 100-101.

10.9. Furlong, R. W., "Concrete Columns Under Biaxially Eccentric Thrust," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 76, No. 10, Oct. 1979, pp. 1093-1118.

10.10. Hansell, W., and Winter, G., "Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 56, No. 3, Sept. 1959, pp. 193-214.

10.11. Sant, J. K., and Bletzacker, R. W., "Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 58, No. 6, Dec. 1961, pp. 713-736.

10.12. Gergely, P., and Lutz, L. A., "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," *Causes, Mechanism, and* Control of *Cracking in Concrete, SP-20,* American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1968, pp. 87-117.

10.13. Kaar, P. H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges," *Journal, PCA* Research and Development Laboratories, V. 8, No. 2, May 1966, pp. 2-12.

10.14. Base, G. D., Reed, J. B.; Beeby, A. W.; and Taylor, H. P. J., "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, Dec. 1966,44 pp.

10.15. Beeby, A. W., "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete," *The Structural Engineer, V. 57A,* No. 1, Jan. 1979, pp. 9-17.

10.16. Frosch, R. J., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," ACI *Structural Journal, V.* 96, No. 3, May-June 1999, pp. 437-442.

10.17. ACI Committee 318, "Closure to Public Comments on ACI 318-99," *Concrete International,* May 1999, pp. 318-1 to 318-50.

10.18. Darwin, D., et al., "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," *Concrete International, V.* 7, No. *5,* May 1985, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 20-35.

10.19. Oesterle, R. G., "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," RD Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1997*.*

10.20. Frantz, G. C., and Breen, J. E., “Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams”, ACI JOURNAL, *Proceedings V. 77*, No. 5, Sept-Oct. 1980, pp. 307-313.

10.21. Frosch, R. J., “Modeling and Control of Side Face Beam Cracking”, *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May-June 2002, pp. 376-385.

10.22. Chow, L., Conway, H.; and Winter, G., "Stresses in Deep Beams," *Transactions,* ASCE, V. 118, 1953, pp. 686-708.

10.23. "Design of Deep Girders," IS079D, Portland Cement Association, Skokie, IL., 1946, 10 pp.

10.24. Park, R., and Paulay, T*., Reinforced Concrete Structures,* Wiley-Inter-Science, New York, 1975, 769 pp.

10.25. Furlong, R. W., "Column Slenderness and Charts for Design," ACI JOURNAL. *Proceedings V.* 68, No. 1, Jan. 1971, pp. 9- 18.

10.26. "Reinforced Concrete Column Investigation-Tentative Final Report of Committee 105," ACI JOURNAL, *Proceedings V.* 29, No. 5, Feb. 1933, pp. 275-282.

10.27. Saatcioglu, M., and Razvi, S. R., “Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement”, *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan-Feb 2002, pp. 3-11.

10.28. Pessiki, S.; Graybeal, B.; and Mudlock, M., “Proposed Design of High-Strength Spiral Reinforcement in Compression Members”, *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov-Dec 2001, pp. 799-810.

10.29. Richart, F. E.; Brandzaeg, A.; and Brown, R. L., “The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression”, *Bulletin No. 190*, University of Illinois Engineering Experiment Station, Apr.1929, 74 pp.

10.30. MacGregor, J. G., "Design of SIender Concrete Column., Revisited," ACI *Structural Journal, V.* 90, No. 3, May-June 1993 pp. 302-309.

10.31. MacGregor. J. G.; Breen, J. E.; and Pfrang. E. 0., "Design of Slender Concrete Columns," ACI JOURNAL, *Proceedings V. 67,* No. 1, Jan. 1970, pp. 6-28.

10.32. Ford, J. S.; Chang, D. C., and Breen, J. E., "Design lndications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames. "*Concrete International: Design and Construction, V.* 3, No. 3, Mar. 1981, pp. 37-47.

10.33. MacGregor, J. G., and Hage, S. E., "Stability Analysis and Design Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 103, No. ST 10, Oct. 1977.

10.34. Grossman, J. S., "Slender Concrete Structures-The New Edge," ACI *Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb. 1990, pp. 39-52.

10.35. Grossman, J. S., "Reinforced Concrete Design," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley and Sons, New York, 1987.

10.36. "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members," 2nd Edition, Column Research Council, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem , Penn., 1966.

10.37. ACI Committee 340*, Design of Structural Reinforced Concrete Elements in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-95*, SP-17(97), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997, 432 pp.

10.38. "Code of Practice for the Structural Use of Concrete, Part 1. Design Materials and Workmanship," CP110: Part 1, British Standards Institution, London, Nov. 1972, 154 pp.

10.39. Cranston, W. B., "Analysis and Design of Reinforced Concrete Columns," *Research Report* No. 20, Paper 41.020, Cement and Concrete Association, London, 1972, 54 pp.

10.40. Mirza, S. A.; Lee, P. M.; and Morgan, D. L, "ACI Stability Resistance Factor for RC Columns," ASCE *Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 113, No. 9, Sept. 1987, pp. 1963-1976.

10.41. Mirza, S. A., "Flexural Stiffness of Rectangular Reinforced Concrete Columns," ACI *Structural Journal*, V. 87, No. 4, July-Aug. 1990, pp. 425-435.

10.42. Lai, S. M. A., and MacGregor, J. G., "Geometric Nonlinearities in Unbraced Multistory Frames," ASCE *Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 109, No. 11, Nov. 1983, pp. 2528-2545.

10.43. Bianchini, A. C.; Woods, Robert E.; and Kesler, C. E., "Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 56, No. 11, May 1960, pp. 1149-1169.

10.44.Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., “ Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors,” ASCE *Journal of Structural Engineering*, V. 124, No. 6, 1998.

10.45. Everard, N. J., and Cohen, E., "Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Columns," SP-7, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1964, 182 pp.

10.46. Hawkins. N. M., "Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates," *Magazine of Concrete Research* (London),V. 20, No. 62, Mar. 1968, pp. 31-40.

Bibliografía, Capítulo 11

11.1. ACI-ASCE Committee 426, "Shear Strength of Reinforced Concrete Members (ACI 426R-74) (Reapproved 1980)," *Proceedings*, ASCE, V. 99, No. ST6, June 1973, pp. 1148-1157.

11.2. MacGregor, J. G., and Hanson, J. M., "Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams," ACI JOURNAL, Proceedings V. 66, No. 4, Apr. 1969, pp. 276-288.

11.3. ACI-ASCE, Committee 326 (now 426), "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. 1962, pp. 352-396.

11.4. Barney, G. B.; Corley, W. G.; Hanson, J. M.; and Parmelee, R. A., "Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Openings," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 22, No. 6, Nov.-Dec. 1977, pp. 32-61.

11.5. Schlaich, J.; Schafer, K.; and Jennewein, M., "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 32, No. 3, May-June 1987, pp. 74-150.

11.6. Joint Committee, "Recommended Practice and Standard Specification for Concrete and Reinforced Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 66, No. 6, Part 2, June 1940, 81 pp.

11.7. Mphonde, A. G., and Frantz, G. C., "Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 81, No. 4, July-Aug. 1984, pp. 350-357.

11.8. Elzanaty, A. H.; Nilson, A. H.; and Slate, F. 0., "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete, "ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp. 290-296.

11.9. Roller, J. J., and Russell, H. G., "Shear Strength of High Strength Concrete Beams with Web Reinforcement," ACI *Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr. 1990, pp. 191-198.

11.10. Johnson, M. K., and Ramirez, J. A., “Minimum Amount of Shear Reinforcement in High Strength Concrete Members,” ACI *Structural Journal*, V.86, No. 4, July-Aug.1989, pp 376-382

11.11. Ozcebe, G., Ersoy, U. And Tankut, T., “Evaluation of Minimum Shear Reinforcement for Higher Strength Concrete” ACI *Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June 1999, pp 361-368.

11.12. lvey, D. L., and Buth, E., "Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 64, No. l 0, Oct. 1967, pp. 634-643.

11.13 Hanson, J. A., "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 58, No. 1, July 1961, pp. 1-40.

11.14. Kani, G. N. J., "Basic Facts Concerning Shear Failure," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 63, No. 6, June 1966, pp. 675-692.

11.15. Kani, G. N. J., "How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 64, No. 3, Mar. 1967, pp. 128-141.

11.16. Faradji, M. l., and Diaz de Cossio, R., "Diagonal Tension in Concrete Members of Circular Section" (in Spanish) Instituto de Ingeniería, México (translation by Portland Cement Association, Foreign Literature Study No. 466).

11.17. Khalifa, J. U., and Collins, M. P., "Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear," Publications No. 81-08, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Dec. 1981.

11.18. PCI *Design Handbook-Precast and Prestressed Concrete*, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, 580 pp.

11.19. ACI Committee 318, "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)", SP-10, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1965, pp. 78-84.

11.20. Guimares, G. N.; Kreger, M. E.; and Jirsa, J. 0., "Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials," ACI *Structural Journal*, V. 89, No. 1, Jan.-Feb. 1992, pp. 89-98.

11.21. Griezic, A.; Cook, W. D.; and MitcheII, D., "Tests to Determine Performance of Deformed Welded-Wire Fabric Stirrups," ACI *Structural Journal*, V. 9 1, No. 2, Mar.-Apr. 1994, pp. 211- 220.

11.22. Furlong, R. W.; Fenves, G. L.; and Kasl, E. P., "Welded Structural Wire Reinforcement for Columns, " ACI *Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept.-Oct. 1991, pp. 585-591.

11.23. Angelakos, D., Bentz, E. C. and Collins, M. D., “Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members,” ACI *Structural Journal*, V.98, No. 3, May-June 2001, pp 290-300.

11.24. Becker, R. J.;and Buettner, D. R., “Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs”, *PCI Journal*, V. 30, No. 2, Mar-Apr. 1985.

11.25. Anderson, A. R., “Shear Strength of Hollow Core Members”, *Technical Bulletin* 78-81, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr.1978, 33 pp.

11.26. Olesen, S. E., Sozen, M. A., and Siess, C. P., "Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges. Part IV: Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement," *Bulletin* No. 493, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, 1967.

11.27. Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., "Detailing of Stirrup Reinforcement, " ACI *Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct. 1989, pp. 507-515.

11.28. Leonhardt, F. and Walther, R., "The Stuttgart Shear Tests," C&CA *Translation*, No. 111, Cement and Concrete Association, 1964, London, 134 pp.

11.29. MacGregor, J. G., and Ghoneim, M. G., "Design for Torsion," ACI *Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr. 1995, pp. 211-218.

11.30 Hsu. T. T. C., “ACI Shear and Torsion Provisions for Prestressede Hollow Girders,” ACI *Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov-Dec. 1997, pp. 787-799.

11.31. Hsu, T. T. C., “Torsion of Structural Concrete – Behaviour of Reinforced Concrete Rectangular Members,” *Torsion of Structural Concrete*, SP-18, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1968, pp. 291-306

11.32. Collins, M. P., and Lampert, P., "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, 1973, pp. 343-383.

11.33. Hsu, T. T. C., and Burton, K. T., "Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams," *Proceedings*, ASCE, V. 100, No. ST1, Jan. 1974, pp. 209-229.

11.34. Hsu, T. C., "Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete," ASCE *Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 116, No. 11, Nov. 1990, pp. 3206-3226.

11.35. Mitchell. D., and Collins, M. P., "Detailing for Torsion," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 73, No. 9, Sept. 1976, pp. 506-511.

11.36. Behera, U., and Rajagopalan, K. S., "Two-Piece U-Stirrups in Reinforced Concrete Beams," ACI JOURNAL, *Proceedings*, V. 66, No. 7, July 1969, pp. 522-524.

11.37. Zia, P., and McGee, W. D., “Torsion Design of Prestressed Concrete” *PCI Journal*, V. 19, No. 2, Mar-Apr. 1974

11.38. Zia, P., and Hsu, T. T. C., “Design for Torsion and Shear in Prestressed Concrete Flexural Members”, *PCI Journal*, V. 49, No. 3, May-Jun. 2004.

11.39. Collings, M. P., and Mitchell, D., “Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams”, *PCI Journal*, V. 25, No. 4, Sep-Oct. 1980.

11.40. PCI, *PCI Design Handbook – Precast and Prestressed Concrete*, 4th Edition, Precast / Prestressed Concrete Institute, Chicago, Ill., 1992.

11.41. Klein, G. J., “Design of Spandrel Beams”, *PCI Specially Funded Research Project* No.5, Precast / Prestressed Concrete Institute, Chicago, Ill., 1986.

11.42. Birkeland, P. W., and Birkeland, H. W., "Connections in Precast Concrete Construction," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 63, No. 3, Mar. 1966, pp. 345-368.

11.43. Mattock, A. H., and Hawkins, N. M., "Shear Transfer in Reinforced Concrete - Recent Research," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 17, No. 2, Mar.-Apr. 1972, pp. 55-75.

11.44. Mattock, A. H.; Li, W. K.; and Want, T. C., "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 21, No. 1, Jan.-Feb. 1976, pp. 20-39.

11.45. Mattock, A. H., "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, 1974, pp. 17-42.

11.46. Mattock, A. H., 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, *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 22, No. 3, May-June 1977, pp. 105-106.

11.47. "Chapter I-Composite Members," *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Sept. 1986, pp. 51-58.

11.48. Mattock, A. H.; Johal, L.; and Chow, H. C., "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting Across the Shear Plane," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 20, No. 4, July-Aug. 1975, pp. 76-93.

11.49. Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G.. "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International: Design and Construction*, V. 8, No. 8, Atig. 1986. pp. 46-58.

11.50. Marti, P., "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 82, No. 1, Jan.-Feb. 1985, pp. 46-56.

11.51. Crist, R. A., "Shear Behavior of deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings*, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements (Mexico City, 1966), V. 4, RILEM, Paris, 31 pp.

11.52. Kriz, L. B., and Raths, C. H., "Connections in Precast Concrete Structures-Strength of Corbels," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. l 0, No. 1, Feb. 1965, pp. 16-47.

11.53. Mattock, A. H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K., "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr. 1976, pp. 52-77.

11.54. Cardenas, A. E.; Hanson, J. M.; Corley, W. G.; and Hognestad, E., "Design Provisions for Shear Walls," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 70, No. 3, Mar. 1973, pp. 221-230.

11.55. Barda, F.; Hanson, J. M., and Corley, W. G., "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1977, pp. 149-202.

11.56. Hanson, N. W., and Conner, H. W., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Proceedings*, ASCE, V. 93, ST5, Oct. 1967, pp. 533-560.

11.57. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-91)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 18 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

11.58. ACI-ASCE Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members," *Proceedings*, ASCE, V. 100, No. ST8. Aug. 1974, pp. 1543-1591.

11.59. Vanderbilt, M. D., "Shear Strength of Continuous Plates," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 98, No. ST5, May 1972, pp. 961-973.

11.60. ACI-ASCE Committee 423, "Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons (ACI 423.3R-89)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 18 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

11.61. Burns, N. H., and Hemakom, R., "Test of Scale Model of Post-Tensioned Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST6, June 1977, pp. 1237-1255.

11.62. Hawkins, N. M., "Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, V. 2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, pp. 785-815.

11.63. Broms, C. E., “Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates,” ACI *Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov-Dec. 1990, pp. 696-705.

11.64. Yamada, T., Nanni, A., and Endo, K., “Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio,” ACI *Structural Journal*, V, 88, No. 4, July-Aug. 1991, pp. 555-563.

11.65. Hawkins, N. M., Mitchell, D. and Hannah, S. N., “The Effects of Shear Reinforcement on Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures,” *Canadian Journal of Civil Engineering* (Ottawa), V. 2, 1975, pp. 572-582.

11.66. ACI-ASCE Committee 421, “Shear Reinforcement for Slabs (ACI 421.1R-99),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, 15 pp.

11.67. Corley, W. G., and Hawkins. N. M., "Shearhead Reinforcement for Slabs," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 65, No. 10, Oct. 1968, pp. 811-824.

11.68. Hanson, N. W., and Hanson, J. M., "Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, No. 1, Jan. 1968, pp. 2-16.

11.69. Hawkins, N. M., "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb. 1981, pp. 94-115.

11.70. Hawkins, N. M., and Corley, W. G., "Moment Transfer to Columns in Slabs with Shearhead Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, pp. 847-879.

Bibliografía, Capítulo 12

12.1. ACI Committee 408, “Bond Stress-The State of the Art,” ACI Journal, *Proceedings* V. 63, No. 11, Nov. 1966, pp. 1161-1188.

12.2. ACI Committee 408, “Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension,” (ACI 408.1R-90), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, 3 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

12.3. Jirsa, J. O.; Lutz, L. A.; and Gergely, P., “Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension,” *Concrete International: Design & Construction*, V. 1, No. 7, July 1979, pp. 47-61.

12.4. Jirsa, J.O., and Breen, J. E., “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, Nov. 1981.

12.5. Jeanty, P. R.; Mitchell, D.; and Mirza, M. S., “Investigation of ‘Top Bar’ Effects in Beams,” ACI *Structural Journal* V. 85, No. 3, May-June 1988, pp. 251-257.

12.6. Treece, R. A., and Jirsa, J. O., “Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars,” *ACI Materials Journal*, V. 86, No. 2, Mar-Apr. 1989, pp. 167-174.

12.7. Johnston, D. W., and Zia, P., “Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars,” Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Report No. FHWA/NC/82-002, Aug. 1982.

12.8. Mathey, R. G., and Clifton, J. R., “Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 102, No. ST1, Jan. 1976, pp. 215-228.

12.9. Orangun, C. 0.; Jirsa, J. 0.; and Breen, J. E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 74, No. 3, Mar. 1977, pp. 114-122.

12.10. Azizinamini, A., Pavel, R.,Hatfield, E. and Ghosh, S. K., “Behavior of Spliced Beinforcing Bars Embedded in High Strength Concrete,” ACI *Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sep-Oct. 1999, pp 826-835.

12.11. Azizinamini, A., Darwin, D., Eligehausen, R., Pavel, R. and Ghosh, S. K., “Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High-Strength Concrete,” ACI *Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov-Dec. 1999, pp. 922-926.

12.12. Jirsa, J. O., and Marques, J. L. G., “A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints,” ACI JOURNAL, *Proceedings*, V.72, No. 5, May 1975, pp. 198-200.

12.13. Hamad, B.S.; Jirsa J.O.; and D’Abreu, N. I., “Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars”, ACI *Structural Journal*, V. 90, No. 2, Mar.-Apr. 1993, pp. 210-217.

12.14. Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., “Effects of Epoxy-Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric,” ACI *Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov-Dec. 1995, pp. 757-764

12.15. 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, Jul-Aug, 1997, pp. 56-60.

12.16. Logan, D. R., “Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications,” PCI *Journal*, V. 42, No. 2, Mar-Apr. 1997, pp 52-90.

12.17. Martin, L. and Korkosz, W., “Strength of Prestressed Members at Section Where Strands Are Not Fully Developed,” PCI *Journal*, V. 40, No. 5, Sep-Oct. 1995, pp. 58-66.

12.18. *PCI Design Handbook – Precast and Prestressed Concrete*, 5th Edition, Precast/ Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL. 1998, pp. 4-27 to 4-29.

12.19. Kaar, P., and Magura, D., “Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 10, No. 6, Dec. 1965, pp. 20-34.

12.20. Hanson, N. W., and Kaar, P. H., “Flexural Bond Tests Pretensioned Beams,” ACI Journal, *Proceedings*, V. 55, No. 7, Jan. 1959. pp. 783-802.

12.21. Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M.A., “Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 8, No. 5, Oct. 1963, pp. 47-67.

12.22. Rabbat, B. G.; Kaar, P. H.; Russell, H. G.; and Bruce, R. N., Jr., “Fatigue Tests of Pretensioned Girders with Blanketed and Draped Strands,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 24, No. 4, July-Aug. 1979, pp. 88-114.

12.23. Rogowsky, D.M., and MacGregor, J. G., “Design of Reinforced Concrete Deep Beams,” *Concrete International: Design & Construction*, V. 8, No. 8, Aug. 1986, pp. 46-58.

12.24. Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement, “Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 25, No. 4, July-Aug. 1980, pp. 32-36.

12.25. Pfister, J. F., and Mattock, A. H., “High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns,” *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 5, No. 2, May 1963, pp. 27-40.

12.26. LLoyd, J. P., and Kesler, C.E. “Behavior of One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric,” T&AM *Report* No. 323, University of Illinois,1969, 129 pp.

12.27. LLoyd, J. P., “Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric,” *Publication* No. R(S)4, Civil Engineering, Oklahoma State University, June 1971, 37 pp.

12.28. Boletín 211 del CEB, “Protection System for Reinforcement,” Feb. 1992.

12.29. Publicación CEB, “Coating Protection for Reinforcement,” State of the Art Report, Thomas, 1995.

Bibliografía, Capítulo 13

13.1. Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Reinforced Concrete Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 91, ST5, Oct. 1965, pp. 205-231.

13.2. Guralnick, S. A., and LaFraugh, R. W., "Laboratory Study of a Forty-Five-Foot Square Flat Plate Structure," ACI JOURNAL. *Proceedings* V. 60, No. 9, Sept. 1963, pp. 1107-1185.

13.3. Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1051-1072.

13.4. Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric," *Proceedings*, ASCE, V. 92, No. ST3, June 1966, pp. 199-224.

13.5. Gamble, W. L.; Sozen. M. A..; and Siess, C. P., "Tests of a Two-Way Reinforced Concrete Floor Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1073-1096.

13.6. Vanderbilt, M. D.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1097-1116.

13.7. Xanthakis, M., and Sozen, M. A., "An Experimental Study of Limit Design in Reinforced Concrete Flat Slabs," Civil Engineering Studies. *Structural Research Series* No. 277, University of Illinois, Dec. 1963, 159 pp.

13.8. ACI *Design Handbook, V. 3-Two-Way Slabs*, SP- 17(91)(S), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 104 pp.

13.9.Mitchell,D.,and Cook, W.D., "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," *Journal of Structural Engineering*, V. 110, No. 7, July 1984, pp. 1513-1532.

13.10. Carpenter, J. E.; Kaar, P. H.; and Corley, W. G., "Design of Ductile Flat-Plate Structures to Resist Earthquakes," *Proceedings*, Fifth World Conference on Earthquake Engineering Rome, June 1973, International Association for Earthquake Engineering, V. 2, pp. 2016-2019.

13.11. Morrison, D. G., and Sozen, M. A., "Response to Reinforced Concrete Plate-Column Connections to Dynamic and Static Horizontal Loads," Civil Engineering Studies, *Structural Research Series* No. 490, University of Illinois, Apr. 1981, 249 pp.

13.12. Vanderbilt, M. D., and Corley, W. G., "Frame Analysis of Concrete Buildings," *Concrete International: Design and Construction*, V. 5, No. 12, Dec. 1983, pp. 33-43.

13.13. Grossman, J. S., "Code Procedures, History, and Shortcomings: Column-Slab Connections," *Concrete International*, V. 11, No. 9, Sept. 1989, pp. 73-77.

13.14. Mochle, J. P., "Strength of Slab-Column Edge Connections," ACI *Structural Journal*, V. 85, No. 1, Jan.-Feb. 1988, pp. 89-98.

13.15. ACI-ASCE Committee 352,"Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352.1R-89)," ACI *Structural Journal*, V. 85, No. 6, Nov.-Dec. 1988, pp. 675-696.

13.16. Jirsa, J. 0.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Proccedings*. ASCE, V. 95. No. ST6, June 1969, pp. 1117-1137.

13.17. Nichols, J. R., "Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors," *Transactions*, ASCE, V. 77, 1914, pp. 1670-1736.

13.18. Corley, W. G.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Equivalent Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs," Civil Engineering Studies, *Structural Research Series* No. 218, University of Illinois, June 1961, .166 pp.

13.19. Jirsa, J. 0,; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Effects of Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," Civil Engineering Studies, *Structural Research Series* No. 269, University of Illinois, July 1963.

13.20. Corley, W. G., and Jirsa, J. 0., "Equivalent Frame Analysis for Slab Design," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 67, No. 11, Nov. 1970, pp. 875-884.

13.21. Gamble, W. L., "Moments in Beam Supported Slabs," ACI J0URNAL, *Proceedings* V. 69, No. 3, Mar. 1972, pp. 149-157.

Bibliografía, Capítulo 14

14.1. Oberlander, G. D., and Everard, N. J., "Investigation of Reinforced Concrete Walls," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 74, No. 6, June 1977, pp. 256-263.

14.2. Kripanarayanan, K. M., "Interesting Aspects of the Empirical Wall Design Equation," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 74. No. 5, May 1977, pp. 204-207.

14.3. *Uniform Building Code*, V. 2, “Structural Engineering Design Provisions” International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997, 492 pp.

14.4. Athey, J. W., ed., "Test Report on Slender Walls," Southern California Chapter of the American Concrete Institute and Structural Engineers Association of Southern California, Los Angeles, CA, 1982, 129 pp.

14.5. ACI Committee 551, "Tilt-Up Concrete Structures (ACI 551R-92)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992, 46 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

14.6. Carter III, J. W., Hawkins, N. M., and Wood, S. L. "Seismic Response of Tilt-Up Construction," Civil Engineering Series, SRS No. 581, University of Illinois, Urbana, IL, Dec. 1993, 224 pp.

Bibliografía, Capítulo 15

15.1. ACI Committee 336, "Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats (ACI 336.2R-88)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1988, 21 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

15.2. Kramrisch, F., and Rogers, P., "Simplified Design of Combined Footings," *Proceedings*, ASCE, V. 87, No. SM5, Oct. 1961, p. 19.

15.3. Adebar, P., Kuchna, D. and Collins, M. P., “Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study,” ACI *Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan-Feb. 1990, pp. 81-92.

15.4. CRSI *Handbook*, 7th Edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 1992, 840 pp.

Bibliografía, Capítulo 16

16.1. *Industrialization in Concrete Building Construction*, SP-48, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1975, 240 pp.

16.2. Waddell, J. J., “Precast Concrete Handling and Erection,” *Monograph* No. 8. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, 146 pp.

16.3. “Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete,” MNL-123-88, 2nd Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1988, 270 pp.

16.4. PCI *Design Handbook – Precast and Prestressed Concrete,* MNL–120–92, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, 580 pp.

16.5. “Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads,” *Proceedings of Workshop*, Apr 27-29, 1981, ATC-8, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 717 pp.

16.6. PCI Committee on Building Code and PCI Technical Activities Committee, “Proposed Design Requirements for Precast Concrete,” PCI *Journal*, V. 31, No. 6, Nov-Dec. 1986, pp. 32-47.

16.7. ACI-ASCE Committee 550, “Design Recommendations for Precast Concrete Structures (ACI 550R-93),” ACI *Structural Journal*, V. 90, No. 1, Jan-Feb. 1993, pp 115-121. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

16.8. ACI Committee 551, “Tilt-Up Concrete Structures (ACI 551R-92),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992, 46pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

16.9. *Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast and Prestressed Concrete Products*, MNL-116-85, 3rd Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 123 pp.

16.10. “Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete,” MNL-117-77, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1977, 226 pp.

16.11. PCI Committee on Tolerances, “Tolerances for Precast and Prestressed Concrete,” PCI *Journal*, V. 30, No. 1, Jan-Feb. 1985, pp 26-112.

16.12. ACI Committee 117, “Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials (ACI 117-90) and Commentary (117R-90),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

16.13. LaGue, D. J., “Load Distribution Tests on Precast Prestressed Hollow-Core Slab Construction,” PCI *Journal*, V. 16, No. 6, Nov-Dec. 1971, pp. 10-18.

16.14. Johnson, T. and Ghadiali, Z., “Load Distribution Test on Precast Hollow Core Slabs with Openings,” PCI *Journal*, V. 17, No. 5, Sep-Oct. 1972, pp. 9-19.

16.15. Pfeifer, D. W. and Nelson, T. A., “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. 1983, pp. 42-57.

16.16. Stanton, J., “Proposed Design Rules for Load Distribution in Precast Concrete Decks,” ACI *Structural Journal*, V. 84, No. 5, Set-Oct. 1987, pp. 371-382.

16.17. PCI *Manual for the Design of Hollow Core Slabs*, MNL-126-85, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 120 pp.

16.18. Stanton, J. F., “Response of Hollow-Core Floors to Concentrated Loads,” PCI *Journal*, V. 37, No. 4, July-Aug. 1992, pp. 98-113.

16.19. Aswad, A. and Jacques, F. J., “Behavior of Hollow-Core Slabs Subject to Edge Loads,” PCI *Journal*, V. 37, No. 2, Mar-Apr. 1992, pp. 72-84.

16.20. “Design of Concrete Structures for Builidings,” CAN3-A23.3-M84, and “Precast Concrete Materials and Construction” CAN3-A23.4-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada.

16.21. “Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures,” six reports, 762 pp., 1976-1980, EB 100D; three studies, 300 pp.,1980, EB 102D, Portland Cement Association, Skokie, IL.

16.22. PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, “Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads,” PCI *Journal*, V. 21, No. 2, Mar-Apr. 1976, pp. 18-51.

16.23. Salmons, J. R. and McCrate, T. E., “Bond Characteristics of Untensioned Prestresslng Strand,” PCI *Jorunal*, V. 22, No. 1, Jan-Feb. 1977, pp. 52-65.

16.24. PCI Committee on Quality Control and Performance Criteria, “Fabrication and Shipment Cracks in Prestressed Hollow-Core Slabs and Double Tees,” PCI *Journal*, V. 28, No. 1, Jan-Feb. 1983, pp. 18-39.

16.25. PCI Committee on Quality Control and Performance Criteria, “Fabrication and Shipment Cracks in Precast or Prestressed Beams and Columns,” PCI *Journal*, V. 30, No. 3, May-June 1985, pp. 24-49.

Bibliografía, Capítulo 17

17.1. “Specification for Structural Steel Buildings-Allowable Stress Design and Plastic Design, with Commentary”, June 1989, and “Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings,” Sept. 1986, American Institute of Steel Construction, Chicago.

17.2. Kaar, P. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., “Precast-Prestressed Concrete Bridges: (1) Pilot Tests of Continuos Girders,” *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, No. 2, May 1960, pp. 21.37.

17.3. Saemann, J.C., and Washa, George W., “Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs,” ACI Journal, *Proceedings* V. 61, No. 11, Nov. 1964, pp. 1383-1409. Also see discussion, ACI JOURNAL, June 1965.

17.4 Hanson, N. W., “Precast-Prestressed Concrete Bridges: Horizontal Shear Connections,” *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, No. 2, May 1960, pp. 38-58.

17.5. Grossfield, B., and Birnstiel, C., “Tests of T-Beams with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges,” ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 59, No. 6, June 1962, pp- 843-851.

17.6. Mast, R. F., “Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections,” *Proceedings*, ASCE, V. 94, No. ST6, June 1968, pp. 1485-1504.

Bibliografía, Capítulo 18

18.1. Mast, R. F., “Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach,” PCI *Journal*, V.43, No. 4, Jul-Aug., 1998.

18.2. PCI *Design Handbook-Precast and Prestressed Concrete*, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, pp. 4-42 through 4-44.

18.3. ACI-ASCE Committee 423, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 54, No. 7, Jan. 1958, pp. 545-578.

18.4. ACI Committee 435, "Deflections of Prestressed Concrete Members (ACI 435.IR-63) (Reapproved 1989)," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 60, No. 12, Dec. 1963, pp. 1697-1728. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

18.5. PCI Committee on Prestress Losses, "Recommendations for Estimating Prestress Losses," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 20, No. 4, July-Aug. 1975, pp. 43-75.

18.6. Zia, P.; Preston, H. K.; Scott, N. L.; and Workman, E. B., "Estimating Prestress Losses," *Concrete International: Design & Construction*, V. 1, No. 6, June 1979, pp. 32-38.

18.7. Mojtahedi, S., and Gamble, W. L., "Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 104, ST7, July 1978, pp. 1159-1165.

18.8. Mattock, A. H., Yamazaki, J., and Kattula, B. T., “Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond,” ACI JOURNAL, *Proceedings* V.68, No. 2, Feb. 1971, pp. 116-125.

18.9. ACI-ASCE Committee 423, “Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons (ACI 423.3R.96), ACI *Structural Journal*, V. 86, No. 3, May-June 1989, pp. 301-318. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

18.10. Odello, R. J., and Metha, B. M., “Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels,” *Report,* Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, 1967.

18.11. Smith, S. W., and Burns, N. H., "Post-Tensioned. Flat Plate to Column Connection Behavior," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 19, No. 3, May-June 1974, pp. 74-9 1.

18.12. Burns, N. H., and Hemakom, R., "Test of Scale Model Post- Tensioned Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST6, June 1977, pp. 1237-1255.

18.13. Hawkins, N. M., "Lateral Load Resistance of Unbonded Post- Tensioned Flat Plate Construction," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb. 1981, pp. 94-116.

18.14. "Guide Specifications for Post-Tensioning Materials," *Post- Tensioning Manual*, 5th Edition, Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 1990, pp. 208-216.

18.15. Foutch, D. A., Gamble, W. L., and Sunidja, H., "Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections," ACI *Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr. 1990, pp. 167-179.

18.16. Bondy, K. B., “Moment Redistribution: Principles and Practice Using ACI 318-02”, *PTI Journal*, V. 1, No. 1, Post-Tensioned Institute, Phoenix, AZ, Jan 2003, pp. 3-21.

18.17. Lin, T. Y., and Thornton, K., “Secondary Moment and Moment Redistribution in Continuous Prestressed Beams”, *PCI Journal*, V. 17, No. 1, Jan-Feb 1972, pp. 8-20 and comments by A. H. Mattock and author´s closure, *PCI Journal*, V. 17, No. 4, Jul-Aug. 1972, pp. 86-88.

18.18. Collins, M. P., and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Response Publications, Canada, 1997. 517-518.

18.19. Mast, R. F., “Unified Design Provision for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members,” ACI *Structural Journal*, v. 89, No. 2, Mar-Apr. 1992, pp. 185-199.

18.20. “Design of Post-Tensioned Slabs” Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 1984, 54 pp.

18.21. Gerber, L. L., and Burns, N. H., "Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec. 1971, pp. 40-58.

18.22. Scordelis, A. C.; Lin, T. Y.; and Itaya, R., "Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 56, No. 6, Dec. 1959, pp. 441-459.

18.23. American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges," 17th Edition, 2002.

18.24. Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders," NCHRP *Report* 356, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, D.C., 1994.

18.25. ACI-ASCE Committee 423, "Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons," ACI *Structural Journal*, V. 86, No. 3, May-June 1989, pp. 312

18.26. "Specification for Unbonded Single Strand Tendons," revised 1993, Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ., 1993, 20 pp.

18.27. "Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, AASHTO, Washington, D.C., 1989, 50 pp.

18.28. Gerwick, B. C. Jr., "Protection of Tendon Ducts," *Construction of Prestressed Concrete Structures*, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1971, 411 pp.

18.29. "Recommended Practice for Grouting of Post-Tensioned Prestressed Concrete," *Post-Tensioning Manual*, 5th Edition, Post- Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 1990, pp. 230-236.

18.30. *Manual for Quality Control for Plants and Production of Pre- cast and Prestressed Concrete Products*, 3rd Edition, MNL- 116-85, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 123 pp.

18.31. ACI Committee 301, "Standard Specifications for Structural Concrete for Buildings (ACI 301-96)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1996, 34 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

18.32. Salmons, J. R., and McCrate, T. E., "Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 22, No. 1, Jan.-Feb. 1977, pp. 52-65.

18.33. ACI Committee 215, "Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading (ACI 215R-74) (Revised 1992)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992, 24 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

18.34. Barth, F., "Unbonded Post-Tensioning in Building Construction," *Concrete Construction Engineering Handbook*, CRC Press, 1997,pp. 12.32-12.47.

Bibliografía, Capítulo 19

19.1. ACI Committee 334, "Concrete Shell Structures-Practice and Commentary (ACI 334.1R-92)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 14 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

19.2. IASS Working Group No. 5, "Recommendations for Reinforced Concrete Shells and Folded Plates," International Association for Shell and Spatial Structures, Madrid, Spain, 1979, 66 pp.

19.3. Tedesko, A., "How Have Concrete Shell Structures Performed?" *Bulletin,* International Association for Shell and Spatial Structures, Madrid, Spain, No. 73, Aug. 1980, pp. 3-13.

19.4. ACI Committee 334, "Reinforced Concrete Cooling Tower Shells-Practice and Commentary (ACI 334.2R-91)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 9 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

19.5. ACI Committee 373R, "Design and Construction of Circular Prestressed Concrete Structures with Circumferential Tendons (ACI 373R-97)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997, 26 pp. Also ACI *Manual o Concrete Practice*.

19.6. Billington, D. P., *Thin Shell Concrete Structures*, 2nd Edition, McGraw-Hill Book Co., New York, 1982, 373 pp.

19.7. "Phase I Report on Folded Plate Construction," ASCE Task Committee, ASCE, *Journal of Structural Division*, V. 89, No. ST6 1963, pp. 365-406.

19.8. Concrete Thin Shells, SP-28, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1971, 424 pp.

19.9. Esquillan N., "The Shell Vault of the Exposition Palace, Paris," ASCE, *Journal of Structural Division*, V. 86, No. ST1, Jan. 1960, pp. 41-70.

19.10. *Hyperbolic Paraboloid Shells*, SP-110, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1988, 184 pp.

19.11. Billington, D. P., "Thin Shell Structures," *Structural Engineering Handbook*, Gaylord and Gaylord, eds. McGraw-Hill, New York, 1990, pp. 24.1-24.57.

19.12. Scordelis, A. C., "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. 1990, pp. 57-90.

19.13. Schnobrich, W. C., "Reflections on the Behavior of Reinforced Concrete Shells," *Engineering Structures*, Butterworth, Heinemann, Ltd., Oxford, V. 13, No. 2, Apr. 1991, pp. 199-210.

19.14. Sabnis, G. M.; Harris, H. G.; and Mirza, M. S., *Structural Modeling and Experimental Techniques*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ., 1983.

19.15. *Concrete Shell Buckling*, SP-67, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1981, 234 pp.

19.16. Gupta, A. K., "Membrane Reinforcement in Concrete Shells: A Review," *Nuclear Engineering and Design*, Nofi-Holland Publishing, Amsterdam, V. 82, Oct. 1984, pp. 63-75.

19.17. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., "Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 83, No. 2, Mar. -Apr. 1986, pp. 219-223.

19.18. Fialkow, M. N., "Compatible Stress and Cracking in Reinforced Concrete Membranes with Multidirectional Reinforcement," ACI *Structural Journal*, V. 88, No. 4, July-Aug. 1991, pp. 445-457.

19.19. Medwadowski, S., "Multidirectional Membrane Reinforcement," ACI *Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct. 1989, pp. 563-569.

19.20. ACI Committee 224, "Control of Cracking in Concrete Structures (ACI 224R-90)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, 43 pp. Also ACI *Manual of Concrete Practice*.

19.21. Gupta, A. K., "Combined Membrane and Flexural Reinforcement in Plates and Shells," *Structural Engineering*, ASCE, V. 112, No. 3, Mar. 1986, pp. 550-557.

19.22. Tedesko, A., "Construction Aspects of Thin Shell Structures," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 49, No. 6, Feb. 1953, pp. 505-520.

19.23. Huber, R. W., "Air Supported Forming - Will it Work?" *Concrete International*, V. 8, No. 1, Jan. 1986, pp. 13-17.

Bibliografía, Apéndice A

A.1. Schlaich, L., Schäfer, K. and Jennewein, M., “Toward a Consistent Design of Structural Concrete,” PCI Journal, V. 32, No. 3, May-June, 1987, pp. 74-150.

A.2. Collins, M. P.,and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1991, 766 pp.

A.3. MacGregor, J. G., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, 3rd Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1997, 939 pp.

A.4. FIP *Recommendations, Practical Design of Structural Concrete* , FIP Commission 3, “Practical Design,” Sept. 1996, Pub.: SETO, London, Sept. 1999

A.5. Menn, C., *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhäuser, Basle, 535 pp.

A.6. Muttoni, A., Schwartz, J. and Thürlimann, B., *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Birkhauser, Boston, Mass., 1997, 143 pp.

A.7. Joint ACI-ASCE Committee 445, “Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete,” ASCE *Journal of Structural Engineering*, Dec., 1998, pp. 1375-1417.

A.8. Bergmeister, K., Breen, J. E. and Jirsa, J. O., “Dimensioning of the Nodes and Development of Reinforcement,” IABSE *Colloquium Stuttgart 1991*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, 1991, pp.551-556.

Bibliografía, Apéndice B

B.1. Cohn, M. A., “Rotational Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams,” *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete* , ACI SP-12, American Concrete Institute/ American Society of Civil Engineers , Farmington Hills, MI, 1965, pp. 35-46.

B.2. Mattock, A. H., “Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams,” *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, London, V. 13, 1959, pp. 35-46.

B.3. “Design of Post-Tensioned Slabs,” Post-Tensioning Institute, Phoenix, Ariz., 1984, 54 pp.

B.4. Gerber, L. L. and Burns, N. H., “Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 16, No. 6, Nov-Dec. 1971, pp. 40-58.

B.5. Smith, S. W. and Burns, N. H., “Post-Tensioned Flat Plate to Column Connetion Behavior,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 19, No. 3, May-June, 1974, pp. 74-91.

B.6. Burns, N. H. and Hemakom, R., “Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate,” *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST6, June 1977, pp. 1237-1255.

B.7. Burns, N. H. and Hemakom, R., “Test of Flat Plate with Bonded Tendons,” *Proceedings*, ASCE, V. 111, No. 9, Sept. 1985, pp. 1899-1915.

B.8. Kosut, G. M., Burns, N. H. and Winter, C. V., “Test of Four-Panel Post-Tensioned Flat Plate,” *Proceedings*, ASCE, V. 111, No. 9, Sept. 1985, pp. 1916-1929.

Bibliografía, Apéndice C

C.1. “International Building Code,” International Code Council, Falls Church, VA, 2003.

C.2. “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (SEI/ASCE 7-02),” ASCE, New York, 376 pp.

C.3. “BOCA National Building Code,” 12th Edition, Building Officials and Code Administration Internatioanl, Inc., Country Club Hills, IL, 1993, 357 pp.

C.4. “Standard Building Code, 1994 Edition,” Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL, 1994, 656 pp.

C.5. “Uniform Building Code, V. 2, Structural Engineering Design Provisions,” International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997, 492 pp.

C.6. Mast, R. F., “Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members,” ACI *Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar-Apr. 1992, pp. 185-199.

Bibliografía, Apéndice D

D.1. ANSI/ASME B1.1, “Unified Inch Screw Threads (UN and UNR Thread Form), ASME, Fairfield, N. J., 1989.

D.2. ANSI/ASME B18.2.1, “Square and Hex Bolts and Screws, Inch Series,” ASME, Fairfield, N. J., 1996.

D.3. ANSI/ASME B 18.2.6, “Fasteners for Use in Structural Applications,” ASME, Fairfield, N. J., 1996.

D.4. Cook, R. A. and Klingner, R. E., “Behavior of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections with Surface-Mounted Baseplates,” *Anchors in Concrete: Design and Behavior* , SP-130, 1992, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-122.

D.5. Cook, R. A. and Klingner, R. E.,”Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 118, No. 6, June 1992, pp. 1645-1665.

D.6. Lotze, D. and Klingner, R. E., “Behavior of Multiple-Anchor Attachments to Concrete from the Perspective of Plastic Theory,” *Report* PMFSEL 96-4, Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin, Mar., 1997.

D.7. Primavera, E. J., Pinelli, J. P. and Kalajian, E. H., “Tensile Behavior of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High-Strength Concrete,” ACI *Structural Journal*, V. 94, No. 5, Sept-Oct. 1997, pp. 583-594.

D.8. *Design of Fastenings in Concrete*, Comite Euro-International du Beton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., London, Jan. 1997.

D.9. Fuchs, W., Eligehausen, R. and Breen, J., “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., 1995, pp. 787-802.

D.10. Eligehausen, R. and Balogh, T., “Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete,” ACI *Structural Journal*, V. 92, No. 3, May-June 1995, pp. 365-379.

D.11.”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, 1994.

D.12. Klingner, R., Mendonca, J. and Malik, J., “Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Achor Bolts under Reversed Cyclic Loading,” ACI JOURNAL, Proceedings V. 79, No. 1, Jan-Feb. 1982, pp. 3-12.

D.13. Eligehausen, R., Fuchs, W. and Mayer, B., “Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings in Tension,” Betonwerk + Fertigteiltechnik, 12/1987, pp. 826-832, and 1/1988, pp. 29-35.

D.14. Eligehausen, R. and Fuchs, W., “Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings,” Betonwerk + Fertigteiltechnik, 2/1988, pp. 48-56.

D.15. ACI Committee 349, “Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-85).” See also ACI *Manual of Concrete Practice*, Part 4, 1987.

D.16. Farrow, C. B. and Klingner, R. E., “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. 1995, pp. 698-710.

D.17. PCI *Design Handbook, 5th Edition*, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1999.

D.18. “AISC Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steek Buildings,” Dec. 1999, 327 pp.

D.19. Zhang, Y., ”Dynamic Behavior of Multiple Anchor Connections in Cracked Concrete,” PhD dissertation, The University of Texas at Austin, Aug. 1997.

D.20. Lutz, L., “Discussion to Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete,” ACI *Structural Journal*, Nov-Dec. 1995, pp. 791-792. Also authors´closure, pp. 798-799.

D.21. Asmus, J., “Verhalten von Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons (Behavior of Fastenings with the Failure Mode Splitting of Concrete)”, dissertation, Universität Stuttgart, Germany, 1999.

D.22. Kuhn, D. and Shaikh, F., “Slip-Pullout Strength of Hooked Anchors,” *Research Report*, University of Wisconsin-Milwaukee, submitted to National Codes and Standards Council, 1996.

D.23. Furche, J. and Eligehausen, R., “Lateral Blow-out Failure of Headed Studs Near a Free Edge,” *Anchors in Concrete-Design and Behavior* , SP-130, American Concrete Institute, Farmington Hills. MI, 1991, pp. 235-252.

D.24. Shaikh, A. F. and Yi, W., “In Place Strength of Welded Studs,” PCI *Journal*, V. 30, No. 2, Mar-Apr. 1985.

D.25. ACI 355.1R-97. State of the Art Report on Anchorage to Concrete. Traducción disponible en la página: www.inti.gov.ar/cirsoc.

D.26. ACI 355.2 Evaluating the Performance of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Comentary. Traducción disponible en la página: www.inti.gov.ar/cirsoc.

BIBLIOGRAFÍA DE LOS CAPÍTULOS 2 A 6 DEL REGLAMENTO CIRSOC 201-05

1. Proyecto de Reglamento Argentino de Hormigón (PRAEH). Centro de Investigación Nacional para Estructuras de Hormigón, 1964.

2. 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.

3. 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.

4. Normas IRAM. Instituto Argentino de Normalización.

5. Normas IRAM-IAS. Instituto Argentino de Normalización e Instituto Argentino de Siderurgia.

6. Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA), Ley 19.511/72.

7. ACI Committee 116, “Cement and Concrete Terminology (ACI 116R-90). ACI Manual of Concrete Practice, Parts 1 and 2. American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan. USA, 1990. (disponible en castellano en www.inti.gov.ar/cirsoc)

8. ACI Committee 201, “Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R-92)”. ACI Manual of Concrete Practice, Part 1. American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan. USA, 1992.

9. ACI Committee 211, “Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211. 1.9.1.)”. ACI Manual of Concrete Practice, Part 1. American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan. USA, 1991.

10. ACI Committee 214, “Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214-77) (Reapproved 1989)”. ACI Manual of Concrete Practice, Part 2. American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan. USA, 1977.

11. ACI Committee 222, “Corrosion of Metals in Concrete (ACI 222R-96)”. ACI Manual of Concrete Practice, Part 1. American Concrete Institute. Farmigton Hills. Detroit, Michigan. USA, 1996.

12. ACI Committee 304, “Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete (ACI 304R-89)”. ACI Manual of Concrete Practice, Part 2. American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan. USA, 1989.

13. ACI Committee 305, “Hot Weather Concreting (ACI 305R-91)”. ACI Manual of Concrete Practice, Part 2. American Concrete Institute. Farmignton Hills. Detroit, Michigan. USA,1991.

14. ACI Committee 306, “Cold Weather Concreting (ACI 306R-88)”. ACI Manual of Concrete Practice, Part 2. American Concrete Institute. Farmignton Hills. Detroit, Michigan. USA 1988.

15. ACI Committee 308, “Standard Practice for Curing Concrete (ACI 308-92)” ACI Manual of Concrete Practice, Part 2. American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan. USA, 1992.

16. ACI Committee 309, “Guide for Consolidation of Concrete (ACI 309R-96)”. ACI Manual of Concrete Practice, Part 2. American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan. USA, 1996.

17. ACI Committee 347, “Guide to Formwork for Concrete (ACI 347R-94)”. ACI Manual of Concrete Practice, Part 2. American Concrete Institute. Farmignton Hills. Detroit, Michigan. USA, 1994.

18. Hurd, M. K., and ACI Committee 347, “Formwork for Concrete, SP-4, 5th. Edition”. American Concrete Institute. Famington Hills. Detroit, Michigan. USA, 1989.

19. ASTM C 1074-87, “Estimating Concrete Strength by the Maturity Method”. ASTM, Philadelphia, Penn. USA.

20. Normas ASTM - Section 1 “Iron and Steel Products”. Volumen 01.04 “Steel – Structural, Reinforcing, Pressure Vessel, Railway”. American Society for Testing and Material. Philadelphia. USA, 1994.

21. Normas ASTM – Section 4 “Construction”. Volumen 04.01 “Cement; Lime; Gypsum” y 04.02 “Concrete and Aggregates”. American Society for Testing and Material. Philadelphia. USA, 1994.

22. Guide Specification for Concrete Subject to Alkali-Silica Reactions. Portland Cement Association, 1998.

23. Instrucción de Hormigón Estructural. EHE / Comisión Permanente del Hormigón. 3° Edición. Ministerio de Fomento. España, 1999.

24. European Committee for Standardization. “Eurocódigo 2: Proyecto de Estructuras de Hormigón”. Versión UNE ENV 1992-1-1.

26. European Committee for Standardization. “EN 206: Concrete – Performance, Production and Conformity”. 1997.

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
***Nota: un galón estadounidense equivale a 0,8321 de un galón canadiense**		
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

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 (kg/m)	0,001488
libra/pie lineal (pound/linear foot (plf))	kilogramo/metro (kg/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
pie pulgada (foot pound (ft-lb))	newton metro	1,356
kilopontio pie (foot kip (ft-k))	newton metro	1356
Temperatura		
grado Fahrenheit (degf)	grado Celsius (ºC)	$t_C = (t_F - 32)/1,8$
grado Fahrenheit (degf)	grado Kelvin (K)	$t_K = (t_F + 459,7/1,8$
Energía		
unidad térmica británica (Btu)	joule (j)	1056
kilowatt hora (kilowatt hour (kwh)	joule (j)	3.600.000
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	16,387
• Momento de inercia (Moment of inertia (in^4))	mm^4	416,231
• 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	2116,80