

**Reglamento CIRSOC 802**  
**Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda**  
**Secretaría de Planificación Territorial y**  
**Coordinación de Obra Pública**

**INTI**

Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial



**CIRSOC**

Centro de Investigación de los  
Reglamentos Nacionales de  
Seguridad para las Obras Cíviles



***REGLAMENTO ARGENTINO***  
***PARA EL DISEÑO DE***  
***PUENTES CARRETEROS***

***Puentes de Hormigón***

**Julio 2019**



***REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA EL DISEÑO DE  
PUENTES CARRETEROS***

***Puentes de Hormigón***

***EDICIÓN JULIO 2019***



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

**E-mail: [cirsoc@inti.gob.ar](mailto:cirsoc@inti.gob.ar)  
[cirsoc@fm.gob.ar](mailto:cirsoc@fm.gob.ar)**

**INTERNET: [www.inti.gob.ar/cirsoc](http://www.inti.gob.ar/cirsoc)**

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

*Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani*

*Coordinadora Área Acciones: Inga. Alicia M. Aragno*

*Área Estructuras de Hormigón: Ing. Daniel A. Ortega*

*Área Estructuras Sismorresistentes: Ing. Daniel Yañez García*

*Área Administración, Finanzas y Promoción: Lic. Mónica B. Krotz*

*Área Diseño, Edición y Venta de Publicaciones: Sr. Néstor D. Corti*

© 2019

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

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

**Printed in Argentina.**

## **ORGANISMOS PROMOTORES**

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

## **MIEMBROS ADHERENTES**

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón  
Asociación Argentina de Hormigón Estructural  
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado  
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón  
Asociación de Ingenieros Estructurales  
Cámara Industrial de Cerámica Roja  
Centro Argentino de Ingenieros  
Instituto Argentino de Siderurgia  
Transportadora Gas del Sur  
Quasdam Ingeniería  
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica  
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires  
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines  
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil  
Federación Argentina de la Ingeniería Civil  
Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesiones Afines de Salta



## **Reconocimiento Especial**

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) por habernos permitido adoptar de base para el desarrollo de este Reglamento, la edición 2012 del documento **AASHTO LRFD Bridge Design Specification**.*



***ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DEL***

***REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA EL DISEÑO DE  
PUENTES CARRETEROS***

***CIRSOC 802***

***Puentes de Hormigón***

***Ing. Francisco Bissio  
Ing. Victorio Hernández Balat  
Ing. Daniel A. Ortega  
Ing. Gustavo Soprano***



***El Equipo Redactor contó con la colaboración de los siguientes profesionales:***

<b>Ing. Victor Fariña</b>	DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD
<b>Ing. Susana Faustinelli Ing. Guillermo Ferrando Ing. José Giunta Ing. Hugo Echegaray</b>	CONSEJO VIAL FEDERAL
<b>Ing. Diego Cernuschi</b>	DIRECCIÓN DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES
<b>Ing. Máximo Fioravanti</b>	ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA
<b>Ing. Gabriel Troglia</b>	COORDINADOR COMISIÓN PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC
<b>Ing. Juan José Goldemberg</b>	SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA - SAIG
<b>Ing. Javier Fazio Ing. Tomás del Carril Ing. Rogelio Percivatti Franco Ing. Martín Polimeni</b>	ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES - AIE
<b>Ing. Roberto Cudmani Ing. Juan Carlos Reimundín</b>	COORDINADORES DEL REGLAMENTO CIRSOC 102-2005
<b>Ing. Alicia Aragno</b>	COORDINADORA ÁREA ACCIONES INTI-CIRSOC

***Agradecimiento especial***

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente al Ing. Aníbal Barbero su colaboración en la redacción del Capítulo 2, al Ing. Gabriel Troglia por su colaboración en la redacción del Capítulo 3, al Ing. Luciano Sprio Ceres por su colaboración en el desarrollo de las comparaciones que se emplearon para redactar el Capítulo 3 y al Ing. Diego Cernuschi y al Arq. Gustavo Bandel por sus valiosos aportes y colaboración en el desarrollo del Capítulo 13.*



# **PRÓLOGO**

*El Reglamento Argentino de Puentes Carreteros (2019), está desarrollado en base al documento AASHTO LRFD 2012, cuyo contenido abarca 2 tomos de considerable volumen.*

*La necesidad de publicar Reglamentos cuyo volumen impreso sea manejable por el usuario, originó que se decidiera publicar el Reglamento Argentino de Puentes Carreteros en **4 partes**, pero manteniendo, en esta primera etapa, la numeración del documento original AASHTO LRFD 2012 con el fin de facilitar la consulta de la importante bibliografía que acompaña y da sustento al desarrollo del mencionado documento internacional.*

*Las 4 partes en que se presenta este Reglamento CIRSOC son:*

## **Reglamento CIRSOC 801-2019**

- 1. Introducción*
- 2. Proyecto general y características de ubicación*
- 3. Cargas y factores de carga*
- 4. Análisis y evaluación estructural*

## **Reglamento CIRSOC 802-2019**

- 5. Estructuras de hormigón*

## **Reglamento CIRSOC 803-2019 (en preparación)**

- 6. Estructuras de acero*

## **Reglamento CIRSOC 804-2019**

- 9. Tableros y sistemas de tablero (en desarrollo)*
- 10. Fundaciones (en desarrollo)*
- 11. Estribos, pilas y muros (en desarrollo)*
- 12. Estructuras enterradas y revestimientos de túneles (en desarrollo)*
- 13. Defensas y barandas*
- 14. Juntas y apoyos (en desarrollo)*

*A medida que este nuevo Reglamento se difunda y se aplique se podrá organizar su contenido prescindiendo de la numeración que identifica los Capítulos y artículos del Código AASHTO LRFD 2012.*

# INDICE

## CIRSOC 802 – 2019

### CAPÍTULO 5. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

5.1. ALCANCE	1
5.2. DEFINICIONES	1
5.3. SIMBOLOGÍA	7
5.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	23
5.4.1. Requisitos generales	23
5.4.2. Hormigón de peso normal y hormigón estructural liviano	23
5.4.2.1. Resistencia a la compresión	23
5.4.2.2. Coeficiente de expansión térmica	24
5.4.2.3. Contracción y fluencia lenta	24
5.4.2.3.1. Requisitos generales	24
5.4.2.3.2. Fluencia lenta	25
5.4.2.3.3. Contracción	26
5.4.2.4. Módulo de elasticidad	26
5.4.2.5. Coeficiente de Poisson	27
5.4.2.6. Módulo de rotura	27
5.4.2.7. Resistencia a la tracción	27
5.4.3. Acero de las armaduras	27
5.4.3.1. Requisitos generales	27
5.4.3.2. Módulo de elasticidad	28
5.4.3.3. Aplicaciones especiales	28
5.4.4. Acero de pretensado	28
5.4.4.1. Requisitos generales	28
5.4.4.2. Módulo de elasticidad	29
5.4.5. Anclajes y dispositivos de acoplamiento para postesado	29
5.4.6. Vainas	29
5.4.6.1. Requisitos generales	29
5.4.6.2. Tamaño de las vainas	30
5.4.6.3. Vainas en bloques desviadores	30
5.5. ESTADOS LÍMITE	30
5.5.1. Requisitos generales	30
5.5.2. Estado límite de servicio	30
5.5.3. Estado límite de fatiga	30
5.5.3.1. Requisitos generales	30
5.5.3.2. Barras de armadura	31
5.5.3.3. Cables de pretensado	32
5.5.3.4. Empalmes mecánicos o soldados en las armaduras	32
5.5.4. Estado límite de resistencia	33
5.5.4.1. Requisitos generales	33

5.5.4.2. Factores de resistencia	33
5.5.4.2.1. Construcción convencional	33
5.5.4.2.2. Construcción por dovelas	34
5.5.4.2.3. Requisitos especiales para zonas sísmicas 2, 3 y 4	35
5.5.4.3. Estabilidad	35
5.5.5. Estado límite correspondiente a evento extremo	35
5.6. CONSIDERACIONES DE DISEÑO	35
5.6.1. Requisitos generales	35
5.6.2. Efectos de las deformaciones impuestas	35
5.6.3. Modelo de bielas y tirantes	36
5.6.3.1. Requisitos generales	36
5.6.3.2. Modelado de las estructuras	36
5.6.3.3. Dimensionamiento de las bielas comprimidas	36
5.6.3.3.1. Resistencia de una biela no armada	36
5.6.3.3.2. Área efectiva de la sección transversal de una biela	37
5.6.3.3.3. Tensión de compresión límite en una biela	37
5.6.3.3.4. Biela armada	38
5.6.3.4. Dimensionamiento de los tirantes traccionados	38
5.6.3.4.1. Resistencia de un tirante	38
5.6.3.4.2. Anclaje de un tirante	39
5.6.3.5. Dimensionamiento de las zonas nodales	39
5.6.3.6. Armadura para limitar la fisuración	39
5.7. DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	40
5.7.1. Hipótesis para los estados límite de servicio y fatiga	40
5.7.2. Hipótesis para los estados límite de resistencia y evento extremo	40
5.7.2.1. Requisitos generales	41
5.7.2.2. Distribución rectangular de tensiones	42
5.7.3. Elementos solicitados a flexión	42
5.7.3.1. Tensión en el acero de pretensado para la resistencia nominal a la flexión	42
5.7.3.1.1. Elementos con cables adherentes	43
5.7.3.1.2. Elementos con cables no adherentes	44
5.7.3.1.3. Elementos con cables adherentes y no adherentes	45
5.7.3.1.3a. Análisis detallado	45
5.7.3.1.3b. Análisis simplificado	45
5.7.3.2. Resistencia a la flexión	45
5.7.3.2.1. Resistencia minorada a la flexión	45
5.7.3.2.2. Secciones con alas	46
5.7.3.2.3. Secciones rectangulares	47
5.7.3.2.4. Otras secciones transversales	47
5.7.3.2.5. Enfoque basado en la compatibilidad de deformaciones	47
5.7.3.3. Límites para las armaduras	47
5.7.3.3.1. Armadura máxima	47
5.7.3.3.2. Armadura mínima	47
5.7.3.4. Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura	48
5.7.3.5. Redistribución de momentos	50
5.7.3.6. Deformaciones	50
5.7.3.6.1. Requisitos generales	50
5.7.3.6.2. Flechas y contraflechas	51
5.7.3.6.3. Deformación axial	52
5.7.4. Elementos comprimidos	52

5.7.4.1. Requisitos generales	52
5.7.4.2. Límites para la armadura	53
5.7.4.3. Evaluación aproximada de los efectos de la esbeltez	54
5.7.4.4. Resistencia minorada axial	55
5.7.4.5. Flexión biaxial	56
5.7.4.6. Zunchos en espiral y estribos cerrados	57
5.7.4.7. Elementos comprimidos de sección rectangular hueca	58
5.7.4.7.1. Relación de esbeltez de las paredes	58
5.7.4.7.2. Limitaciones para la aplicación del método del diagrama rectangular de tensiones	58
5.7.4.7.2a. Requisitos generales	58
5.7.4.7.2b. Método refinado para ajustar el límite de máxima deformación específica utilizable	58
5.7.4.7.2c. Método aproximado para ajustar la resistencia minorada	59
5.7.5. Aplastamiento	59
5.7.6. Elementos traccionados	60
5.7.6.1. Resistencia minorada a la tracción	60
5.7.6.2. Resistencia a la combinación de tracción y flexión	60
<b>5.8. CORTE Y TORSIÓN</b>	<b>60</b>
5.8.1. Procedimientos de diseño	60
5.8.1.1. Regiones solicitadas a flexión	60
5.8.1.2. Regiones próximas a discontinuidades	61
5.8.1.3. Regiones de interfaz	61
5.8.1.4. Losas y zapatas	61
5.8.1.5. Almas de puentes vigas curvas tipo cajón postensadas	61
5.8.2. Consideraciones generales	61
5.8.2.1. Requisitos generales	61
5.8.2.2. Modificaciones para hormigón liviano	63
5.8.2.3. Longitudes de transferencia y anclaje	63
5.8.2.4. Regiones que requieren armadura transversal	63
5.8.2.5. Mínima armadura transversal	64
5.8.2.6. Tipos de armadura transversal	65
5.8.2.7. Máxima separación de la armadura transversal	66
5.8.2.8. Requisitos de diseño y detallado	66
5.8.2.9. Tensión de corte en el hormigón	66
5.8.3. Modelo de diseño por secciones	67
5.8.3.1. Requisitos generales	67
5.8.3.2. Secciones próximas a los apoyos	67
5.8.3.3. Resistencia nominal al corte	68
5.8.3.4. Procedimiento para determinar la resistencia al corte	70
5.8.3.4.1. Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas	70
5.8.3.4.2. Procedimiento general	70
5.8.3.4.3. Procedimiento simplificado para secciones pretensadas y no pretensadas	73
5.8.3.5. Armadura longitudinal	75
5.8.3.6. Secciones solicitadas a combinaciones de corte y torsión	76
5.8.3.6.1. Armadura transversal	76
5.8.3.6.2. Resistencia a la torsión	76
5.8.3.6.3. Armadura longitudinal	76
5.8.4. Transferencia de corte en las interfaces – Corte por fricción	77
5.8.4.1. Requisitos generales	77

5.8.4.2. Cálculo de la fuerza de corte mayorada en la interfaz, $V_{ui}$ , para puentes de vigas/losa	78
5.8.4.3. Factores de cohesión y fricción	79
5.8.4.4. Área mínima de armadura de corte en la interfaz	80
5.8.5. Tensiones principales en las almas de los puentes de hormigón contruidos por dovelas	81
5.8.6. Corte y torsión para puentes de vigas tipo cajón contruidos por dovelas	81
5.8.6.1. Requisitos generales	81
5.8.6.2. Cargas	82
5.8.6.3. Regiones que requieren considerar los efectos torsionales	82
5.8.6.4. Armadura de torsión	83
5.8.6.5. Resistencia nominal al corte	85
5.8.6.6. Detalles de la armadura	86
5.9. PRETENSADO	87
5.9.1. Consideraciones generales de diseño	87
5.9.1.1. Requisitos generales	87
5.9.1.2. Resistencias especificadas del hormigón	87
5.9.1.3. Pandeo	87
5.9.1.4. Propiedades de las secciones	87
5.9.1.5. Limitación de la fisuración	88
5.9.1.6. Cables curvos o con puntos de quiebre	88
5.9.2. Tensiones debidas a deformaciones impuestas	88
5.9.3. Límites para la tensión en los cables de pretensado	89
5.9.4. Límites para la tensión en el hormigón	89
5.9.4.1. Para tensiones temporarias antes de las pérdidas - Elementos totalmente pretensados	89
5.9.4.1.1. Tensiones de compresión	89
5.9.4.1.2. Tensiones de tracción	90
5.9.4.2. Para tensiones en estado límite de servicio después de las pérdidas - Elementos totalmente pretensados	91
5.9.4.2.1. Tensiones de compresión	91
5.9.4.2.2. Tensiones de tracción	92
5.9.5. Pérdidas de pretensado	93
5.9.5.1. Pérdida de pretensado total	93
5.9.5.2. Pérdidas instantáneas	94
5.9.5.2.1. Acuñaamiento de los anclajes	94
5.9.5.2.2. Fricción	94
5.9.5.2.2a. Construcciones pretesadas	94
5.9.5.2.2b. Construcciones postesadas	94
5.9.5.2.3. Acortamiento elástico	95
5.9.5.2.3a. Elementos pretesados	95
5.9.5.2.3b. Elementos postesados	96
5.9.5.2.3c. Combinación de pretesado y postesado	96
5.9.5.3. Estimación aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo	97
5.9.5.4. Estimaciones refinadas de las pérdidas dependientes del tiempo	98
5.9.5.4.1. Requisitos generales	98
5.9.5.4.2. Pérdidas: Momento de transferencia de tensión al momento de colocación del tablero	99
5.9.5.4.2a. Contracción de la viga de hormigón	99
5.9.5.4.2b. Fluencia lenta de la viga de hormigón	100
5.9.5.4.2c. Relajación de los cordones de pretensado	100
5.9.5.4.3. Pérdidas: Momento de colocación del tablero al tiempo final	101

5.9.5.4.3a. Contracción de la viga de hormigón	101
5.9.5.4.3b. Fluencia lenta de la viga de hormigón	101
5.9.5.4.3c. Relajación de los cordones de pretensado	102
5.9.5.4.3d. Contracción del tablero de hormigón	102
5.9.5.4.4. Vigas prefabricadas pretesadas sin un acabado compuesto	103
5.9.5.4.5. Vigas postesadas monolíticas	103
5.9.5.5. Pérdidas para el cálculo de las flechas	103
5.10. DETALLES DE ARMADO	103
5.10.1. Recubrimiento de hormigón	103
5.10.2. Ganchos y doblado de la armadura	103
5.10.2.1. Ganchos normales	103
5.10.2.2. Ganchos sismorresistentes	104
5.10.2.3. Diámetro mínimo del mandril de doblado	104
5.10.3. Separación de la armadura	105
5.10.3.1. Mínima separación de la armadura	105
5.10.3.1.1. Hormigón colado in situ	105
5.10.3.1.2. Hormigón prefabricado	105
5.10.3.1.3. Múltiples capas de armadura	105
5.10.3.1.4. Empalmes	105
5.10.3.1.5. Paquetes de barras	105
5.10.3.2. Máxima separación de las barras de armadura	106
5.10.3.3. Mínima separación de los cables de pretensado y vainas	106
5.10.3.3.1. Cordones de pretensado	106
5.10.3.3.2. Vainas de postesado, en vigas, rectas en el plano horizontal	107
5.10.3.3.3. Vainas de postesado, en vigas, curvas en el plano horizontal	107
5.10.3.4. Máxima separación de los cables de pretensado y vainas en losas	107
5.10.3.5. Dispositivos de acoplamiento en los cables de postesado	107
5.10.4. Confinamiento de los cables	107
5.10.4.1. Requisitos generales	107
5.10.4.2. Efectos por la desviación involuntaria de las vainas en las losas	108
5.10.4.3. Efectos de los cables curvos	108
5.10.4.3.1. Diseño para las sollicitaciones en el plano	108
5.10.4.3.1a. Sollicitaciones en el plano	108
5.10.4.3.1b. Resistencia al corte contra el arrancamiento	109
5.10.4.3.1c. Fisuración del recubrimiento de hormigón	110
5.10.4.3.1d. Flexión regional	111
5.10.4.3.2. Sollicitaciones fuera del plano	111
5.10.5. Apoyo de los cables externos	112
5.10.6. Armadura transversal para elementos sollicitados a compresión	112
5.10.6.1. Requisitos generales	112
5.10.6.2. Zunchos	112
5.10.6.3. Estribos cerrados	113
5.10.7. Armadura transversal para elementos sollicitados a flexión	113
5.10.8. Armadura de contracción y temperatura	113
5.10.9. Zonas de anclaje de postensado	114
5.10.9.1. Requisitos generales	114
5.10.9.2. Zona general y zona local	115
5.10.9.2.1. Requisitos generales	115
5.10.9.2.2. Zona general	115
5.10.9.2.3. Zona local	115
5.10.9.2.4. Responsabilidades	115
5.10.9.3. Diseño de la zona general	116

5.10.9.3.1. Métodos de diseño	116
5.10.9.3.2. Principios de diseño	116
5.10.9.3.3. Dispositivos de anclaje especiales	118
5.10.9.3.4. Anclajes intermedios	118
5.10.9.3.4a. Requisitos generales	118
5.10.9.3.4b. Amarres posteriores	118
5.10.9.3.4c. Armadura para tacos y nervios para anclaje	119
5.10.9.3.5. Diafragmas	119
5.10.9.3.6. Múltiples anclajes en losas	119
5.10.9.3.7. Bloques desviadores	120
5.10.9.4. Aplicación del modelo de bielas y tirantes al diseño de la zona general	120
5.10.9.4.1. Requisitos generales	120
5.10.9.4.2. Nodos	121
5.10.9.4.3. Bielas	121
5.10.9.4.4. Tirantes	121
5.10.9.5. Análisis elástico de tensiones	121
5.10.9.6. Análisis y diseño de tensiones aproximadas	121
5.10.9.6.1. Límites de aplicación	121
5.10.9.6.2. Tensiones de compresión	122
5.10.9.6.3. Fuerzas de desgarramiento por tracción	123
5.10.9.6.4. Fuerzas de tracción en los bordes	124
5.10.9.7. Diseño de las zonas locales	124
5.10.9.7.1. Dimensiones de la zona local	124
5.10.9.7.2. Resistencia del apoyo	125
5.10.9.7.3. Dispositivos de anclaje especiales	127
5.10.10. Zonas de anclaje de pretensado	127
5.10.10.1. Resistencia al hendimiento	127
5.10.10.2. Armadura de confinamiento	128
5.10.11. Requisitos para el diseño sismorresistente	128
5.10.12. Armadura para elementos comprimidos de sección rectangular hueca	128
5.10.12.1. Requisitos generales	128
5.10.12.2. Separación de las armaduras	128
5.10.12.3. Estribos cerrados	128
5.10.12.4. Empalmes	129
5.10.12.5. Estribos cerrados de esquina	129
5.11. ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS	129
5.11.1. Requisitos generales	129
5.11.1.1. Requisitos básicos	129
5.11.1.2. Armadura de flexión	129
5.11.1.2.1. Requisitos generales	129
5.11.1.2.2. Armadura de momento positivo	130
5.11.1.2.3. Armadura de momento negativo	130
5.11.1.2.4. Uniones resistentes al momento	130
5.11.2. Anclaje de las armaduras	131
5.11.2.1. Barras conformadas y alambre conformado en tracción	131
5.11.2.1.1. Longitud de anclaje en tracción	131
5.11.2.1.2. Factores de modificación que aumentan $\ell_d$	131
5.11.2.1.3. Factores de modificación que reducen $\ell_d$	132
5.11.2.2. Barras conformadas en compresión	132
5.11.2.2.1. Longitud de anclaje en compresión	132
5.11.2.2.2. Factores de modificación	133
5.11.2.3. Paquetes de barras	133

5.11.2.4. Ganchos normales en tracción	133
5.11.2.4.1. Longitud básica de anclaje de un gancho	133
5.11.2.4.2. Factores de modificación	134
5.11.2.4.3. Estribos para las barras terminadas en gancho	135
5.11.2.5. Malla soldada de alambre	135
5.11.2.5.1. Malla de alambre conformado	135
5.11.2.5.2. Malla de alambre liso	136
5.11.2.6. Armadura de corte	136
5.11.2.6.1. Requisitos generales	136
5.11.2.6.2. Anclaje de las armaduras conformadas	137
5.11.2.6.3. Anclaje de las armaduras de malla de alambre	137
5.11.2.6.4. Estribos cerrados	137
5.11.3. Anclaje mediante anclajes mecánicos	138
5.11.4. Anclaje de los cordones de pretensado	138
5.11.4.1. Requisitos generales	138
5.11.4.2. Cordones adherentes	138
5.11.4.3. Cordones parcialmente desadheridos	139
5.11.5. Empalme de las barras de armadura	140
5.11.5.1. Detalles de armado	140
5.11.5.2. Requisitos generales	140
5.11.5.2.1. Empalmes por yuxtaposición	140
5.11.5.2.2. Conexiones mecánicas	141
5.11.5.2.3. Empalmes soldados	141
5.11.5.3. Empalme de la armadura solicitada a tracción	141
5.11.5.3.1. Empalmes por yuxtaposición solicitados a tracción	141
5.11.5.3.2. Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción	142
5.11.5.4. Empalmes en tirantes traccionados	142
5.11.5.5. Empalmes en las barras solicitadas a compresión	142
5.11.5.5.1. Empalmes por yuxtaposición solicitados a compresión	142
5.11.5.5.2. Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a compresión	143
5.11.5.5.3. Empalmes por contacto a tope	143
5.11.6. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres	143
5.11.6.1. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres conformados solicitados a tracción	143
5.11.6.2. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres lisos solicitados a tracción	144
5.12. DURABILIDAD	144
5.12.1. Requisitos generales	144
5.12.2. Agregados reactivos – Reacción álcali-sílice	145
5.12.3. Recubrimiento de hormigón	145
5.12.4. Recubrimientos protectores	147
5.12.5. Protección de los cables de pretensado	147
5.13. SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES	147
5.13.1. Losas de tablero	147
5.13.2. Diafragmas, vigas de gran altura, ménsulas cortas y vigas con resaltos horizontales	147
5.13.2.1. Requisitos generales	147
5.13.2.2. Diafragmas	148
5.13.2.3. Detalles de armado para las vigas de gran altura	148

5.13.2.4. Ménsulas cortas	148
5.13.2.4.1. Requisitos generales	148
5.13.2.4.2. Alternativas al modelo de bielas y tirantes	149
5.13.2.5. Vigas con resaltos horizontales	151
5.13.2.5.1. Requisitos generales	151
5.13.2.5.2. Diseño al corte	151
5.13.2.5.3. Diseño para flexión y fuerza horizontal	152
5.13.2.5.4. Diseño al punzonado	152
5.13.2.5.5. Diseño de la armadura de suspensión	153
5.13.2.5.6. Diseño para los apoyos	155
5.13.3. Zapatas	155
5.13.3.1. Requisitos generales	155
5.13.3.2. Cargas y reacciones	155
5.13.3.3. Factores de resistencia	155
5.13.3.4. Momento en las zapatas	156
5.13.3.5. Distribución de la armadura de momento	156
5.13.3.6. Corte en losas y zapatas	156
5.13.3.6.1. Secciones críticas para corte	156
5.13.3.6.2. Comportamiento en una dirección	157
5.13.3.6.3. Comportamiento en dos direcciones	157
5.13.3.7. Anclaje de la armadura	158
5.13.3.8. Transferencia de solicitaciones en la base de la columna	158
5.13.4. Pilotes de hormigón	159
5.13.4.1. Requisitos generales	159
5.13.4.2. Empalmes	159
5.13.4.3. Pilotes prefabricados de hormigón armado	159
5.13.4.3.1. Dimensiones de los pilotes	159
5.13.4.3.2. Armadura	159
5.13.4.4. Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	160
5.13.4.4.1. Dimensiones de los pilotes	160
5.13.4.4.2. Calidad del hormigón	160
5.13.4.4.3. Armadura	160
5.13.4.5. Pilotes hormigonados in situ	161
5.13.4.5.1. Dimensiones de los pilotes	161
5.13.4.5.2. Armadura	161
5.13.4.6. Requisitos sísmicos	161
5.14. REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	161
5.14.1. Vigas	161
5.14.1.1. Requisitos generales	161
5.14.1.2. Vigas prefabricadas	162
5.14.1.2.1. Condiciones anteriores a la puesta en servicio	162
5.14.1.2.2. Dimensiones extremas	162
5.14.1.2.3. Dispositivos de izaje	162
5.14.1.2.4. Diseño de los detalles	162
5.14.1.2.5. Resistencia del hormigón	162
5.14.1.3. Empalme de vigas prefabricadas	162
5.14.1.3.1. Requisitos generales	163
5.14.1.3.2. Juntas entre dovelas	163
5.14.1.3.2a. Requisitos generales	163
5.14.1.3.2b. Detalle de juntas de cierre	164
5.14.1.3.2c. Detalle de juntas conjugadas	164
5.14.1.3.2d. Diseño de juntas	164

5.14.1.3.3. Diseño de vigas construidas por dovelas	164
5.14.1.3.4. Postensado	165
5.14.1.4. Puentes compuestos de vigas prefabricadas de un solo tramo que se hacen continuas	165
5.14.1.4.1. Requisitos generales	165
5.14.1.4.2. Momentos restringidos	166
5.14.1.4.3. Propiedades del material	166
5.14.1.4.4. Edad de la viga cuando se establece la continuidad	166
5.14.1.4.5. Grado de continuidad en los diversos estados límite	166
5.14.1.4.6. Estado límite de servicio	167
5.14.1.4.7. Estado límite de resistencia	167
5.14.1.4.8. Conexiones en momento negativo	168
5.14.1.4.9. Conexiones en momento positivo	168
5.14.1.4.9a. Requisitos generales	168
5.14.1.4.9b. Conexión en momento positivo utilizando armadura de acero dulce	169
5.14.1.4.9c. Conexión en momento positivo utilizando cordones de pretensado	169
5.14.1.4.9d. Detalles de conexión en momento positivo	170
5.14.1.4.10. Diafragmas continuos	170
5.14.1.5. Vigas tipo cajón y vigas T hormigonadas in situ	170
5.14.1.5.1. Espesor de las alas y las almas	170
5.14.1.5.1a. Ala superior	170
5.14.1.5.1b. Ala inferior	170
5.14.1.5.1c. Alma	171
5.14.1.5.2. Armadura	171
5.14.1.5.2a. Armadura de la losa de tablero en vigas T y tipo cajón hormigonadas in situ	171
5.14.1.5.2b. Armadura de la losa inferior en vigas tipo cajón hormigonadas in situ	171
5.14.2. Construcción por dovelas	171
5.14.2.1. Requisitos generales	171
5.14.2.2. Análisis de los puentes construidos por dovelas	172
5.14.2.2.1. Requisitos generales	172
5.14.2.2.2. Análisis correspondiente a la etapa constructiva	172
5.14.2.2.3. Análisis del sistema estructural definitivo	172
5.14.2.3. Diseño	172
5.14.2.3.1. Cargas	172
5.14.2.3.2. Cargas constructivas	172
5.14.2.3.3. Combinaciones de cargas constructivas en el estado límite de servicio	174
5.14.2.3.4. Combinaciones de cargas constructivas en los estados límite de resistencia	175
5.14.2.3.4a. Superestructuras	175
5.14.2.3.4b. Subestructuras	176
5.14.2.3.5. Efectos térmicos durante la construcción	176
5.14.2.3.6. Contracción y fluencia lenta	176
5.14.2.3.7. Pérdidas de pretensado	176
5.14.2.3.8. Vainas y anclajes de postesado provisorios	176
5.14.2.3.8a. Requisitos generales	176
5.14.2.3.8b. Puentes con vainas internas	177
5.14.2.3.8c. Previsión de ajustes para cargas permanentes o flechas futuras	177
5.14.2.3.9. Presentación del plano	177
5.14.2.3.10. Dimensiones y detalles de las secciones transversales tipo viga cajón	177
5.14.2.3.10a. Espesor mínimo de las alas	177
5.14.2.3.10b. Espesor mínimo de las almas	178
5.14.2.3.10c. Longitud en voladizo del ala superior	178
5.14.2.3.10d. Dimensiones globales de la sección transversal	178

5.14.2.3.10e. Sobrecapas	178
5.14.2.3.11. Diseño sismorresistente	178
5.14.2.4. Tipos de puentes construidos por dovelas	178
5.14.2.4.1. Requisitos generales	178
5.14.2.4.2. Detalles para las construcciones con dovelas prefabricadas	179
5.14.2.4.3. Detalles para las construcciones con dovelas hormigonadas in situ	180
5.14.2.4.4. Construcción por voladizos	180
5.14.2.4.5. Construcción tramo por tramo	180
5.14.2.4.6. Construcciones lanzadas por tramos	180
5.14.2.4.6a. Requisitos generales	180
5.14.2.4.6b. Solicitaciones debidas a las tolerancias constructivas	181
5.14.2.4.6c. Detalles de diseño	181
5.14.2.4.6d. Diseño de los equipos constructivos	182
5.14.2.5. Uso de métodos constructivos alternativos	182
5.14.2.6. Subestructuras de los puentes construidos por dovelas	183
5.14.2.6.1. Requisitos generales	183
5.14.2.6.2. Combinaciones de cargas durante la construcción	183
5.14.2.6.3. Armadura longitudinal de las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca	183
5.14.3. Arcos	183
5.14.3.1. Requisitos generales	183
5.14.3.2. Nervaduras de los arcos	184
5.14.4. Superestructuras de losas	184
5.14.4.1. Superestructuras de losas macizas hormigonadas in situ	184
5.14.4.2. Superestructuras de losas aligeradas hormigonadas in situ	185
5.14.4.2.1. Dimensiones de la sección transversal	185
5.14.4.2.2. Mínimo número de apoyos	185
5.14.4.2.3. Secciones macizas en los extremos	185
5.14.4.2.4. Requisitos generales de diseño	186
5.14.4.2.5. Zonas comprimidas en áreas de momento negativo	186
5.14.4.2.6. Drenaje de los vacíos	186
5.14.4.3. Puentes con tableros de elementos prefabricados	186
5.14.4.3.1. Requisitos generales	186
5.14.4.3.2. Uniones con transferencia de corte	186
5.14.4.3.3. Uniones con transferencia de corte y flexión	186
5.14.4.3.3a. Requisitos generales	187
5.14.4.3.3b. Diseño	187
5.14.4.3.3c. Postesado	187
5.14.4.3.3d. Juntas de construcción longitudinales	187
5.14.4.3.3e. Junta de cierre hormigonada in situ	187
5.14.4.3.3f. Sobrecapa estructural	187
5.14.5. Requisitos adicionales para alcantarillas	187
5.14.5.1. Requisitos generales	187
5.14.5.2. Diseño a flexión	188
5.14.5.3. Diseño al corte de las losas de las alcantarillas tipo cajón	188
<b>APÉNDICE A5. PASOS BÁSICOS PARA LOS PUENTES DE HORMIGÓN</b>	<b>189</b>

# CAPÍTULO 5. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

## 5.1. ALCANCE

Los requisitos del presente capítulo se aplican al diseño de elementos de puentes y muros de sostenimiento contruidos de hormigón de peso normal o liviano y armado con barras de acero, mallas soldadas de alambre, y/o cordones, barras o alambres de pretensado. Excepto en aquellos casos en los cuales expresamente se consideran resistencias mayores, los requisitos se basan en resistencias del hormigón comprendidas entre **17 MPa** y **69 MPa**.

Los requisitos del presente capítulo combinan y unifican los requisitos para hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado. Se han añadido requisitos para diseño sismorresistente, análisis mediante modelos de bielas y tirantes, y diseño de puentes de hormigón contruidos con dovelas y puentes contruidos con elementos prefabricados de hormigón.

En el Apéndice **A** se incluye una breve guía para el diseño de algunos elementos habituales.

## 5.2. DEFINICIONES

**Acero de baja relajación (“Low relaxation steel”)**: Cordón de pretensado en el cual las pérdidas por relajación del acero se han reducido sustancialmente por estiramiento a temperatura elevada.

**Acero más traccionado (“Extreme tension steel”)**: Armadura (pretensada o no pretensada) más alejada de la fibra extrema comprimida.

**Altura efectiva (“Effective depth”)**: Altura efectiva de un elemento para resistir flexión o fuerzas de corte.

**Anclaje (“Anchorage”)**: En postesado, dispositivo mecánico que se utiliza para anclar el cable al hormigón; en pretensado, dispositivo que se utiliza para anclar el cable hasta que el hormigón alcanza una resistencia predeterminada y la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón; para barras de armadura, longitud de la armadura, o anclaje o gancho mecánico, o una combinación de estos elementos, en el extremo de una barra que se utiliza para transferir al hormigón la fuerza soportada por la barra.

**Anclaje de confinamiento (“Confinement anchorage”)**: Anclaje para un cable de postesado que funciona conteniendo el hormigón en la zona de anclaje local mediante armadura especial.

**Anclaje intermedio (“Intermediate anchorage”)**: Anclaje que no está ubicado en el extremo de un elemento o dovela (cables que no se extienden en la totalidad de la longitud del elemento o dovela); generalmente toman la forma de anclajes embebidos, tacos, nervios o cavidades rebajadas.

**Anclajes poco separados (“Closely spaced anchorages”):** Se considera que los dispositivos de anclaje están poco separados si su separación entre centros no es mayor que **1,5 veces** el ancho de los dispositivos de anclaje en la dirección considerada.

**Apoyo de lanzamiento (“Launching bearing”):** Apoyos temporarios con bajas características de fricción que se emplean en la construcción de puentes por el método de lanzamiento por tramos.

**Armadura (“Reinforcement”):** Barras de armadura y/o acero de pretensado.

**Armadura isótropa (“Isotropic reinforcement”):** Configuración de armadura en la cual las barras son ortogonales y las cuantías en ambas direcciones son iguales.

**Armadura transversal (“Transverse reinforcement”):** Armadura que se utiliza en un elemento estructural para resistir corte, torsión, y esfuerzos laterales o bien para confinar el hormigón. Los términos “estribos abiertos” (“stirrups”) y “armadura de alma” (“web reinforcement”) generalmente se aplican a la armadura transversal de elementos solicitados a flexión, mientras que los términos “estribos cerrados” (“ties”) y “zunchos en espiral” (“spirals”) se aplican a la armadura transversal de elementos comprimidos.

**Aro sísmico (“Seismic hoop”):** Estribo cilíndrico discontinuo que se cierra mediante una soldadura a tope o un acople mecánico. (A definir por INPRES)

**Bloque desviador (“Deviation saddle”):** Bloque de hormigón que sobresale de un ala, alma o unión ala-alma y que se utiliza para controlar la geometría de los cables externos o bien para proveer un medio para cambiar la dirección de los mismos.

**Cable (“Tendon”):** Elemento de acero de alta resistencia que se utiliza para pretesar el hormigón.

**Cable adherente (“Bonded tendon”):** Cable que está adherido al hormigón, ya sea directamente o por inyección de mortero.

**Cable externo (“External tendon”):** Cable de postesado ubicado fuera de la masa de hormigón, por lo general dentro de una viga cajón.

**Cable interno (“Internal tendon”):** Cable de postesado que se coloca dentro de la masa de hormigón.

**Capa de cierre (“Closure”):** Capa de hormigón colado in situ que se utiliza para conectar dos o más partes de la estructura hormigonadas con anterioridad.

**Carga directa / Apoyo directo (“Direct loading/supporting”):** Aplicación de una carga o uso de un apoyo externo respecto del elemento, como en el caso de cargas puntuales o uniformes aplicadas directamente a la superficie del tablero, extremos de vigas simplemente apoyadas, o cabezales de pilotes soportados por columnas articuladas.

**Carga indirecta / Apoyo indirecto (“Indirect loading/supporting”):** Aplicación de una carga o uso de un apoyo en forma interna, como en el caso de las vigas que concurren a un cabezal de pilotes, vigas empalmadas en las cuales hay transferencia de carga entre la cara superior y la cara inferior del elemento, o cargas que cuelgan del alma de una viga.

**Confinamiento (“Confinement”):** Condición en la cual se impide la desintegración del hormigón solicitado a compresión gracias al desarrollo de fuerzas laterales y/o circunferenciales tales como las que pueden aportar las armaduras, tubos de acero o compuestos, o estructuras similares apropiadas.

**Construcción compuesta o mixta (“Composite construction”):** Elementos de hormigón o elementos de acero y hormigón interconectados de manera que responden a las solicitaciones como si fueran una unidad.

**Construcción por segmentos o dovelas (“Segmental construction”):** Fabricación y montaje de un elemento estructural (superestructura y/o subestructura) usando elementos individuales que pueden ser tanto prefabricados como hormigonados in situ. Una vez finalizado, el elemento estructural actúa como una unidad monolítica bajo algunas cargas o bajo todas las cargas de diseño. Generalmente para conectar los elementos individuales se utiliza postesado. En el caso de las superestructuras, los elementos individuales son habitualmente cortos (con respecto a la longitud del tramo) y de sección en forma de cajón con alas monolíticas que abarcan todo el ancho de la estructura. (Ver Artículo 5.14.2).

**Cordón parcialmente desadherido (“Partially debonded strand”):** Cordón de pretensado en el cual una parte de su longitud está adherido, mientras que la longitud restante está impedida de adherirse al hormigón ya sea por medios mecánicos o por medios químicos.

**Corte local (“Local shear”):** Esfuerzo de corte lateral generado por los cables curvos de postesado sobre el recubrimiento de hormigón entre las vainas internas y la cara interior del elemento curvo (usualmente las almas).

**Deformación neta por tracción (“Net tensile strain”):** Deformación por tracción para la resistencia nominal excluyendo las deformaciones debidas al pretensado efectivo, la fluencia lenta, la contracción, y la temperatura.

**Descompresión (“Decompression”):** Etapa en la cual las tensiones de compresión, inducidas por el pretensado, son superadas por las tensiones de tracción.

**Dispositivo de anclaje especial (“Special anchorage device”):** Dispositivo de anclaje cuya capacidad debe ser demostrada a través de un ensayo de aceptación normalizado. La mayor parte de los anclajes multiplano y todos los anclajes de adherencia son dispositivos de anclaje especiales.

**Distancia al borde (“Edge distance”):** Mínima distancia entre el eje de las armaduras u otros elementos embebidos y el borde del hormigón.

**Efecto Resal (“Resal effect”):** Llamado así en honor al investigador que lo propuso. Es la reducción o adición del esfuerzo de corte en base al ángulo de compresión de la losa de fondo con el centro de gravedad.

**Elemento de gran altura (“Deep component”):** Elemento en el cual la distancia entre el punto de corte nulo y la cara del apoyo es menor que  $2 \cdot d$ , o elemento en el cual una carga que provoca más de un tercio del corte en el apoyo está a una distancia menor que  $2 \cdot d$  a partir de la cara del apoyo.

**Elementos prefabricados o premoldeados (“Precast members”):** Elementos de hormigón colados en un lugar diferente al de su ubicación definitiva en la estructura.

**Elemento totalmente pretensado (“Fully prestressed component”):** Elemento de hormigón pretensado en el cual las tensiones satisfacen los límites de tensión de tracción correspondientes al Estado Límite de Servicio especificados en el presente documento. Se supone que estos elementos permanecen no fisurados en el Estado Límite de Servicio.

**En el momento del gateado (“At jacking”):** En el momento de tesar los cables de pretensado.

**En el momento de la carga (“At loading”):** Madurez del hormigón cuando se aplican las cargas. Estas cargas incluyen las fuerzas de pretensado y las cargas permanentes, pero en general no incluyen las sobrecargas.

**En el momento de la transferencia (“At transfer”):** Inmediatamente después de transferir la fuerza de pretensado al hormigón.

**Flexión local (“Local bending”):** Esfuerzo flexor lateral generado por cables curvos de postensado sobre el recubrimiento de hormigón entre vainas internas y la cara interior del elemento curvo (usualmente las almas).

**Flexión regional (“Regional bending”):** Flexión transversal del alma de una viga cajón de hormigón debida a fuerzas laterales concentradas de pretensado, resistidas por la acción aporticada del cajón actuando como un todo.

**Fluencia lenta (“Creep”):** Deformación dependiente del tiempo que sufre el hormigón bajo carga permanente.

**Fuerza de desgarramiento (“Bursting force”):** Fuerzas de tracción en el hormigón en la proximidad de la transferencia o anclaje de las fuerzas de pretensado.

**Fuerza de gateado:** Fuerza que ejerce el dispositivo que tesa los cables.

**Fricción por curvatura (“Curvature friction”):** Fricción que se origina cuando al ser tesado un cable se mueve contra la vaina debido a la curvatura de la vaina.

**Fricción por desviación de la vaina de pretensado (“Wobble friction”):** Fricción provocada por la desviación de la vaina de un cable respecto de su trazado especificado.

**Gradiente de temperatura (“Temperature gradient”):** Variación de la temperatura del hormigón a lo largo de la sección transversal.

**Grupo de vainas (“Duct stack”):** Grupo vertical de cables en el cual la separación entre cables individuales es menor a **38 mm**.

**Hormigón armado (“Reinforced concrete”):** Hormigón estructural que contiene armadura no pretensada o cables de pretensado en una cantidad mayor o igual que la mínima especificada en el presente documento.

**Hormigón colado in situ (“Cast-in-place concrete”):** Hormigón que se coloca en el lugar que ocupará definitivamente en la estructura mientras que aún se encuentra en estado plástico.

**Hormigón de peso normal (“Normal weight concrete”):** Hormigón cuyo peso está comprendido entre **21 y 24 kN/m<sup>3</sup>**.

**Hormigón estructural (“Structural concrete”)**: Cualquier hormigón que se utiliza para propósitos estructurales.

**Hormigón de peso unitario liviano (“Lightweight concrete”)**: Hormigón que contiene agregados livianos y cuyo peso unitario secado en aire, determinado de acuerdo con ASTM C 567, es menor o igual que  $19 \text{ kN/m}^3$ . Un hormigón liviano que no contiene arena natural se denomina “hormigón de agregados livianos”, mientras que un hormigón liviano en el cual todo el agregado fino consiste en arena de peso normal se denomina “hormigón de agregados livianos y arena”.

**Hormigón masivo estructural (“Structural mass concrete”)**: Cualquier volumen grande de hormigón en el cual se requieren materiales y procedimientos especiales para considerar la generación de calor de hidratación y el correspondiente cambio de volumen a fin de minimizar la fisuración.

**Hormigón pretensado (“Prestressed concrete”)**: Elementos de hormigón en los cuales se introducen tensiones y deformaciones mediante la aplicación de fuerzas de pretensado.

**Límite de deformación controlada por compresión (“Compression-controlled strain limit”)**: Deformación neta por tracción en el acero más traccionado bajo condiciones de deformación balanceada. Ver Artículo 5.7.2.1.

**Longitud de desarrollo o Longitud de anclaje (“Development length”)**: Distancia requerida para desarrollar la resistencia especificada de una barra de armadura o cordón de pretensado.

**Longitud de transferencia (“Transfer length”)**: En un elemento pretensado, longitud en la cual la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón mediante adherencia y fricción.

**Longitud embebida (“Embedment length”)**: Longitud de armadura o anclaje que se extiende más allá de una sección crítica en la cual puede haber transferencia de fuerza entre el hormigón y la armadura.

**Losa (“Slab”)**: Componente cuyo ancho es como mínimo igual a **cuatro veces** su altura efectiva.

**Losa de tablero (“Deck slab”)**: Losa maciza de hormigón que resiste y distribuye las cargas de rueda hacia los elementos de apoyo.

**Modelo de bielas y tirantes (“Strut-and-tie model”)**: Modelo que se utiliza principalmente en regiones donde hay concentración de fuerzas y discontinuidades geométricas para determinar las dimensiones del hormigón y la cuantía y configuración de las armaduras en base a la idealización de bielas comprimidas en el hormigón, tirantes traccionados en las armaduras y la geometría de los nodos en sus puntos de intersección.

**Nariz de lanzamiento (“Launching nose”)**: Dispositivo temporal de acero que se fija a la parte frontal de un puente lanzado por tramos para reducir las solicitaciones en la superestructura durante el lanzamiento.

**Postesado (“Post-tensioning”)**: Método de pretensado en el cual los cables se tesan una vez que el hormigón alcanza cierta resistencia predeterminada.

**Pretesado (“Pretensioning”)**: Método de pretensado en el cual los cordones se tesan antes de colar el hormigón.

**Pretensado efectivo (“Effective prestress”)**: Tensión o fuerza remanente en el acero de pretensado una vez que han ocurrido todas las pérdidas.

**Rango de tensión (“Stress range”)**: Diferencia algebraica entre las tensiones máxima y mínima provocadas por cargas transitorias.

**Recubrimiento de hormigón (“Concrete cover”)**: Distancia mínima especificada entre la superficie de las barras de armadura, cordones, vainas de postesado, anclajes u otros elementos embebidos, y la superficie del hormigón.

**Relajación (“Relaxation”)**: Reducción de la tensión, en los cables de pretensado, que depende del tiempo.

**Resistencia a la tracción por compresión diametral (“Splitting tensile strength”)**: Resistencia a la tracción del hormigón que se determina mediante un ensayo de compresión diametral realizado de acuerdo con la norma AASHTO T 198 (ASTM C496).

**Resistencia especificada del hormigón (“Specified strength of concrete”)**: Resistencia nominal a la compresión del hormigón especificada para la obra y supuesta en el diseño y análisis de estructuras nuevas.

**Sección controlada por compresión (“Compression-controlled section”)**: Sección transversal en la cual la deformación neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal es menor o igual que el límite de deformación controlada por compresión.

**Sección controlada por tracción (“Tension-controlled section”)**: Sección transversal en la cual la deformación neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal es mayor o igual que **0,005**.

**Taco de anclaje (“Anchorage blister”)**: Área que sobresale del ala, el alma o la unión ala-alma donde se incorporan accesorios para el anclaje de los cables.

**Tensión de fluencia (“Yield strength”)**: Tensión de fluencia especificada de la armadura.

**Transferencia (“Transfer”)**: Operación de impartirle al hormigón la fuerza de un dispositivo de anclaje para pretensado.

**Vaina de postesado (“Post-tensioning ducts”)**: Conducto que se utiliza para proveer un recorrido a los cables o barras de postesado dentro del hormigón endurecido. Los siguientes tipos de vainas son de uso generalizado:

**Vaina rígida (“Rigid duct”)**: Conducto sin costura cuya rigidez es suficiente para limitar la flecha de una longitud de **6 m** de conducto apoyado en sus extremos a no más de **25 mm**.

**Vaina semirrígida (“Semirigid duct”)**: Vaina de metal o plástico corrugado suficientemente rígida como para no poder ser arrollada en bobinas convencionales para su transporte sin resultar dañada.

**Vaina flexible (“Flexible duct”)**: Vaina que se puede arrollar en bobinas de **1,20 m** de diámetro sin que resulte dañada.

**Viga prefabricada empalmada (“Spliced precast girder”):** Tipo de superestructura que consiste en elementos tipo viga de hormigón prefabricado unidos longitudinalmente, habitualmente mediante postesado. Generalmente, la sección transversal del puente es una estructura convencional formada por múltiples vigas prefabricadas. Para los propósitos de este Reglamento, este tipo de construcción no se considera una construcción por segmentos o dovelas. (Ver Artículo 5.14.1.3.)

**Zona de anclaje (“Anchorage zone”):** Parte de la estructura en la cual la fuerza de pretensado se transmite del dispositivo de anclaje a la zona local del hormigón, para luego distribuirse más ampliamente hacia la zona general de la estructura.

**Zona de tracción precomprimida (“Precompressed tensile zone”):** Cualquier región de un elemento pretensado en la cual el pretensado genera tensiones de compresión y las solicitaciones de servicio generan tensiones de tracción.

**Zona general (“General zone”):** Región adyacente a un anclaje de postesado dentro de la cual se distribuye la fuerza de pretensado, generando una distribución de tensiones esencialmente lineal en la sección transversal del elemento.

**Zona local (“Local zone”):** Volumen de hormigón que rodea a un dispositivo de anclaje y está inmediatamente delante del mismo; esta zona está sujeta a elevadas tensiones de compresión.

**Zuncho en espiral (“Spiral”):** Barra o alambre transversal continuo en forma de hélice cilíndrica.

### 5.3. SIMBOLOGÍA

- A** máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma y que no se superpone con áreas similares para dispositivos de anclaje adyacentes [ $m^2$ ]; para construcción por dovelas: peso estático de la dovela prefabricada manipulada [kN] (5.10.9.7.2) (5.14.2.3.2).
- A<sub>b</sub>** área de una barra individual; área de apoyo efectiva; área neta de una placa de apoyo (5.10.9.6.2) (5.10.9.7.2), en  $m^2$ .
- A<sub>c</sub>** área del núcleo confinado, de un elemento comprimido, con armadura de zunchos en espiral medido desde el diámetro exterior del zuncho (5.7.4.6) (C 5.14.1.4.3), en  $m^2$ .
- A<sub>cb</sub>** área de la sección transversal que continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa o taco de anclaje, es decir, el área del taco o nervio no se deberá tomar como parte de la sección transversal (5.10.9.3.4b), en  $m^2$ .
- A<sub>cp</sub>** área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera (5.8.2.1) (5.8.6.3), en  $m^2$ .
- A<sub>cs</sub>** área de la sección transversal de una biela de hormigón de un modelo de bielas y tirantes (5.6.3.3.1), en  $m^2$ .
- A<sub>cv</sub>** área de la sección de hormigón que resiste transferencia de corte (5.8.4.1), en  $m^2$ .
- A<sub>d</sub>** área de hormigón del tablero (5.9.5.4.3d), en  $m^2$ .

$A_q$	área bruta de una sección; área bruta de una placa de apoyo (5.5.4.2.1) (5.10.9.7.2), en m <sup>2</sup> .
$A_h$	área de armadura de corte paralela a la armadura de tracción por flexión (5.13.2.4.1), en m <sup>2</sup> .
$A_{hr}$	área de una rama de una armadura de suspensión en resaltos horizontales tipo viga y vigas <b>T</b> invertidas (5.13.2.5.5), en m <sup>2</sup> .
$AI$	para construcción por dovelas: respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de una dovela prefabricada (5.14.2.3.2), en kN.
$A_e$	área de armadura longitudinal de tracción en el alma exterior de una viga cajón (5.8.3.6.3), en m <sup>2</sup> .
$A_n$	área de armadura en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción $N_{uc}$ (5.13.2.4.2), en m <sup>2</sup> .
$A_o$	área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera (5.8.2.1), en m <sup>2</sup> .
$A_{oh}$	área encerrada por el eje de la armadura transversal de torsión cerrada exterior, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiere (5.8.2.1), en m <sup>2</sup> .
$A_{ps}$	área de acero de pretensado (5.5.4.2.1) (5.7.4.4), en m <sup>2</sup> .
$A_{psb}$	área de acero de pretensado adherente (5.7.3.1.3b), en m <sup>2</sup> .
$A_{psu}$	área de acero de pretensado no adherente (5.7.3.1.3b), en m <sup>2</sup> .
$A_s$	área de armadura de tracción no pretensada; área total de armadura longitudinal del tablero (5.5.4.2.1) (C 5.14.1.4.3), en m <sup>2</sup> .
$A'_s$	área de armadura de compresión (5.7.3.1.1), en m <sup>2</sup> .
$A_{sh}$	área de la sección transversal de los estribos de una columna (5.10.11.4.1.4), en m <sup>2</sup> .
$A_{sk}$	área de armadura superficial por unidad de altura en una cara lateral (5.7.3.4), en m <sup>2</sup> .
$A_{sp}$	área de la armadura transversal o de los zunchos en espiral (5.11.5.2.1), en m <sup>2</sup> .
$A_{sp1}$	área de la sección transversal de un cable en el grupo mayor (C 5.9.5.2.3b), en m <sup>2</sup> .
$A_{sp2}$	área de la sección transversal de un cable en el grupo menor (C 5.9.5.2.3b), en m <sup>2</sup> .
$A_{ss}$	área de armadura en una biela de un modelo de bielas y tirantes (5.6.3.3.4), en m <sup>2</sup> .
$A_{st}$	área total de armadura longitudinal no pretensada (5.6.3.4.1), en m <sup>2</sup> .
$A_{s-BW}$	área de acero en el ancho de banda de la zapata (5.13.3.5), en m <sup>2</sup> .

- $A_{s-SD}$**  área total de acero en la dirección corta de una zapata (5.13.3.5), en  $m^2$ .
- $A_t$**  área de una rama de armadura transversal de torsión cerrada (5.8.3.6.2), en  $m^2$ .
- $A_{tr}$**  área de losa de hormigón del tablero con armadura longitudinal de tablero transformada (C 5.14.1.4.3), en  $m^2$ .
- $A_v$**  área de armadura transversal en una distancia  $s$  (5.8.2.5), en  $m^2$ .
- $A_{vf}$**  área de armadura de corte por fricción [ $m^2$ ]; área de armadura para corte en la interfaz entre los hormigones de la losa y la viga [ $m^2/m$ ]; área total de armadura, incluyendo la armadura de flexión [ $m^2$ ] (5.8.4.1) (5.10.11.4.4).
- $A_w$**  área de un alambre individual que se ha de anclar o empalmar (5.11.2.5.1), en  $m^2$ .
- $A_1$**  área cargada (5.7.5), en  $m^2$ .
- $A_2$**  área de la base inferior del mayor tronco de pirámide, cono o cuña totalmente contenido dentro del apoyo y que tiene como base superior el área cargada y pendientes laterales de **1 vertical** en **2 horizontal** (5.7.5), en  $m^2$ .
- $a$**  altura del diagrama rectangular de tensiones equivalente; ancho de la placa de anclaje; dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (5.7.2.2) (5.10.9.3.6) (5.10.9.6.1), en m.
- $a_{eff}$**  dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (5.10.9.6.2), en m.
- $a_f$**  distancia entre una carga concentrada y la armadura paralela a la carga (5.13.2.5.1), en m.
- $a_v$**  tramo de corte: distancia entre una carga concentrada y la cara del apoyo (5.13.2.4.1), en m.
- $b$**  para secciones rectangulares, ancho de la cara comprimida del elemento; para la sección de un ala solicitada a compresión, ancho efectivo del ala como se especifica en el Artículo 4.6.2.6; menor ancho de la sección del elemento; dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal (5.7.3) (5.10.8) (5.10.9.6.2), en m.
- $b_e$**  ancho efectivo del recorrido del flujo de corte (5.8.6.3), en m.
- $b_{eff}$**  dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal (5.10.9.6.2), en m.
- $b_o$**  perímetro de la sección para losas y zapatas (5.13.3.6.1), en m.
- $b_v$**  ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas; ancho de la interfaz (5.8.2.9) (5.8.4.1), en m.
- $b_w$**  ancho del alma del elemento; ancho de alma o diámetro de una sección circular (5.6.3.6) (5.7.3.1.1), en m.

<b>CEQ</b>	para construcción por dovelas: equipo de construcción especializado (5.14.2.3.2), en kN.
<b>CLE</b>	para construcción por dovelas: carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción (5.14.2.3.2), en kN.
<b>CLL</b>	para construcción por dovelas: sobrecarga constructiva distribuida [kN/m <sup>2</sup> ] (5.14.2.3.2), en kN/m <sup>2</sup> .
<b>CR</b>	pérdida de tensión de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón (5.14.2.3.2), en MPa.
<b>c</b>	distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro [m]; coeficiente de cohesión [MPa]; recubrimiento de hormigón requerido sobre el acero de las armaduras [m]; separación entre el eje del apoyo y el extremo de la viga [m] (5.5.4.2.1) (5.7.2.2) (5.8.4.1) (C 5.10.9.7.1) (5.13.2.5.2).
<b>D</b>	diámetro externo de un elemento circular (C 5.8.2.9), en m.
<b>DC</b>	peso de la estructura soportada (5.14.2.3.2), en kN.
<b>DIFF</b>	para construcción por dovelas: carga diferencial (5.14.2.3.2), en kN.
<b>D<sub>r</sub></b>	diámetro del círculo que atraviesa los centros de la armadura longitudinal (C 5.8.2.9), en m.
<b>DW</b>	carga permanente sobrepuesta (5.14.2.3.2), en kN o kN/m.
<b>d</b>	distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (5.7.3.4), en m.
<b>d<sub>b</sub></b>	diámetro nominal de una barra o alambre de armadura o de un cordón de pretensado (5.10.2.1), en m.
<b>d<sub>burst</sub></b>	distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento por tracción $T_{burst}$ , (5.10.9.3.2), en m.
<b>d<sub>c</sub></b>	espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; mínimo recubrimiento de hormigón sobre la vaina del cable, más la mitad del diámetro de la vaina (5.7.3.4) (5.10.4.3.1), en m.
<b>d<sub>duct</sub></b>	diámetro exterior de la vaina de postensado (5.10.4.3.1), en m.
<b>d<sub>e</sub></b>	altura efectiva desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de tracción (5.8.2.9), en m.
<b>d<sub>eff</sub></b>	un medio de la longitud efectiva del plano de falla a corte y tracción para un elemento curvo (5.10.4.3.1), en m.
<b>d<sub>f</sub></b>	distancia desde la parte superior del resalto horizontal hasta la armadura de compresión (5.13.2.5.5), en m.
<b>d<sub>e</sub></b>	distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro del elemento de acero

- más traccionado (5.7.3.4), en m.
- $d_p$  distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los cables de pretensado (5.7.3.1.1), en m.
- $d_s$  distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada (5.7.3.2.2), en m.
- $d'_s$  distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión (5.7.3.2.2), en m.
- $d_t$  distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura más traccionada (5.5.4.2.1), en m.
- $d_v$  altura efectiva de corte (5.8.2.9), en m.
- $E_b$  módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo (5.10.9.7.2), en MPa.
- $E_c$  módulo de elasticidad del hormigón (5.4.2.4), en MPa.
- $E_{cd}$  módulo de elasticidad del hormigón del tablero (5.9.5.4.3d), en MPa.
- $E_{c\ deck}$  módulo de elasticidad del hormigón del tablero (C 5.14.1.4.3), en MPa.
- $E_{ci}$  módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (C 5.9.5.2.3a), en MPa.
- $E_{ct}$  módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia o en el momento de aplicación de la carga (5.9.5.2.3a), en MPa.
- $E_{eff}$  módulo de elasticidad efectivo (C 5.14.2.3.6), en MPa.
- $EI$  rigidez flexional (5.7.4.3), en  $\text{kN}\cdot\text{m}^2$ .
- $E_p$  módulo de elasticidad de los cables de pretensado (5.4.4.2) (5.7.4.4), en MPa.
- $E_s$  módulo de elasticidad de las barras de armadura (5.4.3.2), en MPa.
- $e$  base de los logaritmos neperianos; excentricidad del dispositivo o grupo de dispositivos de anclaje con respecto al baricentro de la sección transversal, siempre positiva [m]; mínima distancia al borde para los dispositivos de anclaje según las especificaciones del proveedor [m] (5.9.2) (5.10.9.6.3) (C 5.10.9.7.1).
- $e_d$  excentricidad del tablero con respecto a la sección compuesta transformada, siempre negativa en las construcciones comunes (5.9.5.4.3d), en m.
- $e_m$  excentricidad promedio a la mitad del tramo (C 5.9.5.2.3a), en m.
- $e_{pc}$  excentricidad de los cordones con respecto al baricentro de la sección compuesta (5.9.5.4.3a), en m.
- $e_{pg}$  excentricidad de los cordones con respecto al baricentro de la viga (5.9.5.4.2a), en m.

$F$	solicitación calculada usando el módulo de elasticidad instantáneo correspondiente al momento de aplicación de la carga (5.9.2), en kN.
$F'$	resultante de fuerza reducida que toma en cuenta la fluencia lenta en función del tiempo correspondiente al $\phi$ utilizado (5.9.2), en kN.
$F_e$	factor de reducción (5.8.3.4.2)
$F_{u-in}$	fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud de cable (5.10.4.3.1), en kN/m.
$F_{u-out}$	fuerza de desviación fuera del plano por unidad de longitud de cable (5.10.4.3.2), en kN/m.
$f_b$	tensión en la placa de anclaje en una sección tomada en el borde del orificio u orificios en forma de cuña (5.10.9.7.2), en MPa.
$f'_c$	resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño (5.4.2.1), en MPa.
$f_{ca}$	tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje (5.10.9.6.2), en MPa.
$f_{cb}$	tensión de compresión debida a la carga permanente no mayorada en la región detrás del anclaje (5.10.9.3.4b), en MPa.
$f_{cgp}$	tensión del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado, provocada por la fuerza de pretensado ya sea en el momento de la transferencia o del tesado y el peso propio del elemento en las secciones de momento máximo (5.9.5.2.3a), en MPa.
$f'_{ci}$	resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensado; resistencia nominal a la compresión del hormigón en el momento de aplicar fuerza a los cables (5.4.2.3.2) (5.10.9.7.2), en MPa.
$f_{cpe}$	tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (5.7.3.3.2), en MPa.
$f_{cr}$	tensión de fisuración de diseño por flexión de una viga hipotética de hormigón sin armar, que consta de un recubrimiento de hormigón sobre la cara interior de un grupo de vainas de postensado con curvatura horizontal (5.10.4.3.1), en MPa.
$f_{ct}$	resistencia media a la tracción por compresión diametral del hormigón de agregados livianos (5.8.2.2), en MPa.
$f_{cu}$	tensión de compresión límite del hormigón para el diseño mediante modelos de bielas y tirantes (5.6.3.3.1), en MPa.
$f_{min}$	nivel de tensión mínimo algebraico (5.5.3.2), en MPa.
$f_n$	tensión de apoyo nominal del hormigón (5.10.9.7.2), en MPa.

$f_{pbt}$	tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia (C 5.9.5.2.3a), en MPa.
$f_{pc}$	tensión de compresión en el hormigón una vez que han ocurrido todas las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste la sobrecarga o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala; en una sección compuesta, $f_{pc}$ es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección compuesta o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, provocada tanto por las tensiones de pretensado como por los momentos flectores que resiste el elemento prefabricado actuando por sí solo (C 5.6.3.5), en MPa.
$f_{pe}$	tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (5.6.3.4.1) (5.7.4.4), en MPa.
$f_{pj}$	tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (5.9.3), en MPa.
$f_{po}$	parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los cables de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria residual entre los cables de pretensado y el hormigón que los rodea (5.8.3.4.2), en MPa.
$f_{ps}$	tensión media en el acero de pretensado en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (C 5.6.3.3.3), en MPa.
$f_{psl}$	tensión en el cordón en el estado límite de servicio. Se deberá suponer que la sección está fisurada (C 5.14.1.4.9), en MPa.
$f_{pt}$	tensión en el acero de pretensado inmediatamente después de la transferencia (5.9.3), en MPa.
$f_{pu}$	resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (5.4.4.1), en MPa.
$f_{pul}$	tensión en el cordón en el estado límite de resistencia (C 5.14.1.4.9), en MPa.
$f_{px}$	tensión de diseño en el cordón de pretensado para la resistencia nominal a la flexión en la sección del elemento considerada (C 5.11.4.2), en MPa.
$f_{py}$	tensión de fluencia del acero de pretensado (5.4.4.1), en MPa.
$f_r$	módulo de rotura del hormigón (5.4.2.6), en MPa.
$f_s$	tensión en la armadura de tracción no pretensada para la resistencia nominal a la flexión (5.7.3.1) (5.7.3.2), en MPa.
$f'_s$	tensión en la armadura de compresión no pretensada para la resistencia nominal a la flexión (5.7.3.1) (5.7.3.2), en MPa.
$f_{ss}$	tensión de tracción en la armadura no pretensada en el estado límite de servicio (5.7.3.4), en MPa.
$f_{ue}$	resistencia mínima especificada de tracción de la armadura longitudinal de la columna, <b>500 MPa</b> para <b>ADN 420</b> (5.11.5.2.1), en MPa.
$f_y$	tensión de fluencia mínima especificada de las barras de armadura; tensión de

fluencia especificada de las barras de armadura  $\leq 420 \text{ MPa}$  (5.5.4.2.1) (5.10.8), en MPa.

$f'_y$  tensión de fluencia mínima especificada de la armadura de compresión (5.7.3.1.1), en MPa.

$f_{yh}$  tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (5.7.4.6), en MPa.

$f_{ytr}$  tensión de fluencia mínima especificada de la armadura transversal de la pila (5.11.5.2.1), en MPa.

$H$  promedio de la humedad relativa ambiente media anual [%] (5.4.2.3.2).

$h$  espesor, profundidad o altura total de un elemento; menor altura de la sección de un componente; dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada (5.7.3.4) (5.10.8) (5.10.9.6.3), en m.

$h_c$  dimensión del núcleo de una columna con estribos cerrados en la dirección considerada (5.10.11.4.1.4), en m.

$h_c$  longitud libre del alma de puentes viga tipo cajón de hormigón, entre las losas superiores e inferiores, medida a lo largo del eje de las almas (C 5.10.4.3.1), en m.

$h_{ds}$  altura de un grupo vertical de vainas (C 5.10.4.3.1), en m.

$h_f$  altura del ala comprimida (5.7.3.1.1), en m.

$h_1$  mayor dimensión lateral del elemento (C 5.10.9.3.2), en m.

$h_2$  menor dimensión lateral del elemento (C 5.10.9.3.2), en m.

$I_c$  momento de inercia de la sección calculado usando las propiedades de la sección neta de hormigón de la viga y el tablero y la relación modular tablero/viga en servicio (5.9.5.4.3a), en  $\text{m}^4$ .

$I_{cr}$  momento de inercia de la sección fisurada, transformada a hormigón (5.7.3.6.2), en  $\text{m}^4$ .

$IE$  para construcción por dovelas: carga dinámica de los equipos (5.14.2.3.2), en kN.

$I_e$  momento de inercia efectivo (5.7.3.6.2), en  $\text{m}^4$ .

$I_g$  momento de inercia del área bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico, despreciando la armadura (5.7.3.6.2), en  $\text{m}^4$ .

$I_s$  momento de inercia de la armadura respecto del baricentro de la columna (5.7.4.3), en  $\text{m}^4$ .

$K$  factor de longitud efectiva para elementos comprimidos; variable de tensión usada para calcular el momento de fisuración por torsión; coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por  $m$  de cable) (5.7.4.1) (5.8.6.3) (5.9.5.2.2b).

$K_{df}$  coeficiente de la sección transformada que toma en cuenta la interacción

dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero adherente en la sección considerada para el período de tiempo entre la colocación del tablero y el tiempo final (5.9.5.4.3a).

- $K_{id}$  coeficiente de la sección transformada que toma en cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero adherente en la sección considerada para el período de tiempo entre la transferencia y la colocación del tablero (5.9.5.4.2a).
- $K_L$  factor que considera el tipo de acero; a menos que haya datos más precisos disponibles del fabricante, para los cordones de baja relajación  $K_L$  se toma igual a **30**, mientras que para otros aceros de pretensado  $K_L$  se toma igual a **7** (5.9.5.4.2c).
- $K'_L$  factor que considera el tipo de acero (C 5.9.5.4.2c).
- $K'_1$  factor de corrección que depende del origen de los agregados (5.4.2.4).
- $k$  factor que representa la relación entre la cuantía de armadura a tracción de la columna y la armadura total de la columna, para la resistencia nominal (5.11.5.2.1).
- $k_c$  factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie (C 5.4.2.3.2).
- $k_f$  factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón (5.4.2.3.2).
- $k_{hc}$  factor de humedad para la fluencia lenta (5.4.2.3.2).
- $k_{hs}$  factor de humedad para la contracción (5.4.2.3.2).
- $k_s$  factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie (C 5.4.2.3.2).
- $k_{td}$  factor de desarrollo en el tiempo (5.4.2.3.2).
- $k_{vs}$  factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie del componente (5.4.2.3.2).
- $L$  longitud de tramo; longitud de la placa de apoyo (5.7.3.1.2) (5.13.2.5.4), en m.
- $\ell_a$  longitud embebida adicional en un apoyo o punto de inflexión (C 5.11.1.2.2), en m.
- $\ell_c$  extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local, no mayor que el mayor valor entre  **$1,15 \cdot a_{eff}$**  o  **$1,15 \cdot b_{eff}$**  ; longitud de los empalmes de compresión por yuxtaposición (5.10.9.6.2) (5.11.5.5.1), en m.
- $\ell_d$  longitud de anclaje (5.11.1.2.1), en m.
- $\ell_{db}$  longitud básica de anclaje para armadura recta a la cual se aplican los factores de modificación para determinar  $\ell_d$  (5.11.2.1.1), en m.
- $\ell_{dh}$  longitud de anclaje de un gancho normal traccionado medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (5.11.2.4.1), en m.
- $\ell_{dsh}$  longitud total del cordón extendido (C 5.14.1.4.9), en m.

$\ell_e$	longitud efectiva del cable; longitud embebida más allá del gancho de estribo normal (5.7.3.1.2) (5.11.2.6.2), en m.
$\ell_{hb}$	longitud básica de anclaje de un gancho normal traccionado (5.11.2.4.1), en m.
$\ell_{hd}$	longitud de anclaje para malla de alambre conformado (5.11.2.5.1), en m.
$\ell_i$	longitud de cable entre anclajes (5.7.3.1.2), en m.
$\ell_{px}$	distancia desde el extremo libre del cordón de pretensado hasta la sección del elemento considerada (C 5.11.4.2), en m.
$\ell_s$	longitud de empalme por yuxtaposición a tracción Clase C de la armadura longitudinal de la columna (5.11.5.2.1), en m.
$\ell_u$	longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido (5.7.4.1), en m.
$M_a$	máximo momento en un elemento en el estado para el cual se calcula la deformación (5.7.3.6.2), en kN·m.
$M_c$	momento amplificado que se utiliza para dimensionar elementos esbeltos comprimidos (5.7.4.3), en kN·m.
$M_{cr}$	momento de fisuración (5.7.3.3.2) (5.7.3.6.2), en kN·m.
$M_{dnc}$	momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (5.7.3.3.2), en kN·m.
$M_{end}$	momento en los extremos de una viga hipotética de hormigón sin armar, que consta de recubrimiento de hormigón sobre la cara interior de un paquete de cables postensados curvados horizontalmente (5.10.4.3.1), en kN·m.
$M_g$	momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento (C 5.9.5.2.3a), en kN·m.
$M_{mid}$	momento en la mitad del tramo de una viga hipotética de hormigón sin armar, que consta de recubrimiento de hormigón sobre la cara interior de un paquete de cables postensados curvados horizontalmente (5.10.4.3.1), en kN·m.
$M_n$	resistencia nominal a la flexión (5.7.3.2.1), en kN·m.
$M_r$	resistencia a la flexión minorada de una sección flexionada (5.7.3.2.1), en kN·m.
$M_{rx}$	resistencia a la flexión uniaxial minorada de una sección en la dirección del eje $x$ (5.7.4.5), en kN·m.
$M_{ry}$	resistencia a la flexión uniaxial minorada de una sección en la dirección del eje $y$ (5.7.4.5), en kN·m.
$M_u$	momento mayorado en la sección (C 5.6.3.1), en kN·m.
$M_{ux}$	componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje $x$ (5.7.4.5), en kN·m.

$M_{uy}$	componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje $y$ (5.7.4.5), en kN·m.
$M_1$	menor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a la carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es positivo si el elemento se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona en doble curvatura (5.7.4.3), en kN·m.
$M_2$	mayor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a la carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es siempre positivo (5.7.4.3), en kN·m.
$m$	factor de modificación (5.7.5).
$N$	número de ciclos del rango de tensión; número de cables de pretensados idénticos (5.5.3.4) (5.9.5.2.3b).
$N_R$	resistencia minorada a la tracción de un par transversal de barras de armadura (5.13.2.3), en kN.
$N_s$	número de apoyos articulados que cruza el cable entre anclajes o entre puntos adheridos en forma discreta (5.7.3.1.2).
$N_u$	fuerza axial mayorada aplicada; la tracción se considera positiva (5.8.3.4.2), en kN.
$N_{uc}$	fuerza axial mayorada normal a la sección transversal que ocurre simultáneamente con $V_u$ ; se considera positiva para tracción y negativa para compresión; incluye los efectos de la fluencia lenta y la contracción (5.13.2.4.1), en kN.
$N_1$	número de cables en el grupo mayor (C 5.9.5.2.3b).
$N_2$	número de cables en el grupo menor (C 5.9.5.2.3b).
$n$	relación de módulos = $E_s/E_c$ o $E_p/E_c$ ; número de anclajes en una fila; proyección de la placa de base más allá del orificio o placa en forma de cuña, según corresponda [m]; relación de módulos entre el hormigón del tablero y la armadura (5.7.1) (5.10.9.6.2) (5.10.9.7.2) (C 5.14.1.4.3).
$P_c$	fuerza de compresión permanente neta (5.8.4.1), en kN.
$P_n$	resistencia axial nominal de una sección; resistencia axial nominal de una biela o tirante; resistencia de apoyo nominal (5.5.4.2.1) (5.6.3.2) (5.7.5), en kN.
$P_o$	resistencia axial nominal de una sección para excentricidad nula (5.7.4.5), en kN.
$P_r$	resistencia axial minorada de una biela o tirante; resistencia minorada del apoyo de los anclajes; resistencia al desgarramiento por tracción minorada de la zona de anclaje de pretensado provista por la armadura transversal (5.6.3.2) (5.10.9.7.2) (5.10.10.1), en kN.
$P_{rx}$	resistencia axial minorada correspondiente a $M_{rx}$ (5.7.4.5), en kN.
$P_{rxy}$	resistencia axial minorada con carga biaxial (5.7.4.5), en kN.

$P_{ry}$	resistencia axial minorada correspondiente a $M_{ry}$ (5.7.4.5), en kN.
$P_s$	máxima fuerza de tesado no mayorada en el anclaje (5.10.9.3.4b), en kN.
$P_u$	solicitación axial mayorada o fuerza mayorada en el cable; carga mayorada del cable en un anclaje individual (5.7.4.3) (5.10.9.3.6), en kN.
$p_c$	longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón (5.8.2.1) (5.8.6.3), en m.
$p_h$	perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada; perímetro del polígono definido por los baricentros de las cuerdas longitudinales del reticulado espacial que resiste torsión (5.8.3.6.2) (5.8.6.4), en m.
$Q$	solicitación en las unidades relacionadas (5.14.2.3.4).
$R$	radio de curvatura del cable en la ubicación considerada (5.10.4.3.1), en m.
$r$	radio de giro de la sección transversal bruta (5.7.4.1), en m.
$r/h$	relación entre el radio de base y la altura de las deformaciones transversales (5.5.3.2).
$S$	separación entre los centros de los apoyos a lo largo de un resalto horizontal tipo viga (5.13.2.5.2), en m.
$S_c$	módulo resistente para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (5.7.3.3.2), en m <sup>3</sup> .
$SH$	contracción (5.14.2.3.2).
$S_{nc}$	módulo resistente para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (5.7.3.3.2), en m <sup>3</sup> .
$S_{tr}$	separación de la armadura transversal de la pila (5.11.5.2.1), en m.
$s$	separación media de la armadura no pretensada en la capa más próxima a la cara traccionada; separación de las barras de armadura; separación de las filas de estribos; separación de los anclajes; separación entre los centros de los anclajes; separación de las barras de armadura de suspensión (5.7.3.4) (5.8.2.5) (5.8.4.1) (5.10.9.3.6) (5.10.9.6.2) (5.13.2.5.5), en m.
$s_{max}$	máxima separación permitida de la armadura transversal (5.8.2.7), en m.
$s_w$	separación de los alambres que se han de anclar o empalmar (5.11.2.5.1), en m.
$s_x$	parámetro de separación de las fisuras (C 5.8.3.4.2), en m.
$s_{xe}$	valor equivalente de $s_x$ que toma en cuenta la influencia del tamaño de agregado (5.8.3.4.2), en m.
$T_{burst}$	fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del cable (5.10.9.6.3), en kN.

$T_{cr}$	resistencia a la fisuración por torsión (5.8.2.1), en kN·m.
$T_{ia}$	fuerza de tracción en las barras de fijación en el anclaje intermedio (5.10.9.3.4b), en kN.
$T_n$	resistencia nominal a la torsión (5.8.2.1), en kN·m.
$T_r$	resistencia minorada a la torsión provista por un flujo de corte circulatorio (5.8.2.1), en kN·m.
$T_u$	momento torsor mayorado (C 5.6.3.1), en kN·m.
$T_1$	fuerza de tracción en los bordes (5.10.9.3.6), en kN.
$T_2$	fuerza de desgarramiento por tracción (5.10.9.3.6), en kN.
$t$	tiempo [días]; espesor de pared [m]; espesor de una sección [m]; espesor medio de una placa de apoyo [m] (5.4.2.3.2) (5.7.4.7.1) (5.10.9.6.2) (5.10.9.7.2).
$t_d$	edad al colocar el tablero [días] (5.9.5.4.2b).
$t_f$	edad final [días] (5.9.5.4.2a).
$t_i$	edad del hormigón al aplicar inicialmente la carga [días] (5.4.2.3.2).
$U$	para construcción por dovelas: desequilibrio de las dovelas (5.14.2.3.2), en kN.
$V_c$	resistencia nominal al corte proporcionada por las tensiones de tracción en el hormigón (5.8.2.4), en kN.
$V_n$	resistencia nominal al corte de la sección considerada (5.8.2.1), en kN.
$V_p$	componente de la fuerza efectiva de pretensado en la dirección del corte aplicado; es positiva si se opone al corte aplicado (C 5.8.2.3), en kN.
$V_r$	resistencia minorada al corte (5.8.2.1), en kN.
$V/S$	relación volumen-superficie (5.4.2.3.2).
$V_s$	resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte (5.8.3.3), en kN.
$V_u$	resistencia minorada al corte en la sección (C 5.6.3.1), en kN.
$v_u$	tensión de corte mayorado promedio en el hormigón (5.8.2.7) (5.8.2.9), en MPa.
$W$	ancho de la placa de apoyo medida sobre la longitud de una ménsula, cartela o resalto horizontal tipo viga (C 5.13.2.5.1), en m.
$W/C$	relación agua-cemento (5.12.3).
$WE$	para construcción por dovelas: carga de viento horizontal sobre los equipos (5.14.2.3.2), en kN.

<b><math>WUP</math></b>	para construcción por dovelas: fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo (5.14.2.3.2), en $\text{kN/m}^2$ .
<b><math>w_c</math></b>	peso unitario del hormigón (5.4.2.4), en $\text{kN/m}^3$ .
<b><math>X_u</math></b>	longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes entre paredes (5.7.4.7.1), en m.
<b><math>x</math></b>	longitud de un cable de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (5.9.5.2.2b), en m.
<b><math>y_t</math></b>	distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (5.7.3.6.2), en m.
<b><math>\alpha</math></b>	ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal [°]; variación angular total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado [radianes]; ángulo de inclinación de la fuerza en un cable respecto del eje del elemento [°] (5.8.3.3) (5.9.5.2.2b) (5.10.9.6.3).
<b><math>\alpha_h</math></b>	variación angular horizontal total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado [radianes] (5.9.5.2.2b).
<b><math>\alpha_s</math></b>	ángulo entre una biela comprimida y un tirante traccionado adyacente [°] (5.6.3.3.3).
<b><math>\alpha_v</math></b>	variación angular vertical total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado [radianes] (5.9.5.2.2b).
<b><math>\beta</math></b>	factor que relaciona el efecto de la deformación longitudinal con la capacidad de corte del hormigón, según lo indica la capacidad de transmitir tracción que posee el hormigón fisurado diagonalmente; relación entre el lado largo y el lado corto de una zapata (5.8.3.3) (5.13.3.5).
<b><math>\beta_b</math></b>	relación entre el área de la armadura cortada y el área total de armadura de tracción en la sección (5.11.1.2.1).
<b><math>\beta_c</math></b>	relación entre el lado largo y el lado corto del área donde actúa una carga concentrada o reacción (5.13.3.6.3).
<b><math>\beta_d</math></b>	relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorada y el máximo momento debido a la carga total mayorada; siempre es positivo (5.7.4.3).
<b><math>\beta_1</math></b>	relación entre la altura de la zona comprimida equivalente solicitada uniformemente supuesta en el estado límite de resistencia y la altura de la zona comprimida real (5.7.2.2).
<b><math>\beta_s</math></b>	relación entre la deformación por flexión en la cara extrema traccionada y la deformación en el baricentro de la capa de armadura más próxima a la cara traccionada (5.7.3.4).
<b><math>\gamma</math></b>	factor de carga.
<b><math>\gamma_e</math></b>	factor que toma en cuenta la condición de exposición para el control de la fisuración (5.7.3.4).

$\Delta_f$	rango de tensión debido al paso de la carga de fatiga (5.9.5.4.3), en MPa.
$(\Delta F)_{TH}$	umbral de fatiga de amplitud constante (5.5.3.1), en MPa.
$\Delta f_{cd}$	variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debida a las pérdidas a largo plazo entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero, en combinación con el peso del tablero y las cargas superpuestas (5.9.5.4.3b), en MPa.
$\Delta f_{cdf}$	variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debida a la contracción del hormigón del tablero (5.9.5.4.3d), en MPa.
$\Delta f_{cdp}$	variación de la tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a todas las cargas permanentes, a excepción de la carga permanente que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado (5.9.5.4.3), en MPa.
$\Delta f_{pA}$	pérdida en el acero de pretensado debida al acúñamiento de los anclajes (5.9.5.1), en MPa.
$\Delta f_{pCD}$	pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón de la viga entre la colocación del tablero y el tiempo final (5.9.5.4.1), en MPa.
$\Delta f_{pCR}$	pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón de la viga entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero (5.9.5.4.1), en MPa.
$\Delta f_{pES}$	pérdida en el acero de pretensado debida al acortamiento elástico (5.9.5.1), en MPa.
$\Delta f_{pF}$	pérdida en el acero de pretensado debida a la fricción (5.9.5.1), en MPa.
$\Delta f_{pR1}$	pérdida de pretensado debida a la relajación de los cordones de acero entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero (5.9.5.4.1), en MPa.
$\Delta f_{pR2}$	pérdida de pretensado debida a la relajación de los cordones de acero en la sección compuesta entre la colocación del tablero y el tiempo final (5.9.5.4.1), en MPa.
$\Delta f_{pSD}$	pérdida de pretensado debida a la contracción del hormigón de la viga entre la colocación del tablero y el tiempo final (5.9.5.4.1), en MPa.
$\Delta f_{pSR}$	pérdida de pretensado debida a la contracción del hormigón de la viga entre la transferencia y la colocación del tablero (5.9.5.4.1), en MPa.
$\Delta f_{pSS}$	pérdida de pretensado debida a la contracción de la sección compuesta del tablero (5.9.5.4.1), en MPa.
$\Delta f_{pT}$	pérdida total de la tensión de pretensado (5.9.5.1), en MPa.
$\varepsilon_{bdf}$	deformación específica por contracción del hormigón de la viga entre la colocación del tablero y el tiempo final (5.9.5.4.3a), en m/m.
$\varepsilon_{bid}$	deformación específica por contracción del hormigón de la viga entre la

transferencia y la colocación del tablero (5.9.5.4.2a), en m/m.

$\varepsilon_{cu}$	deformación específica de falla del hormigón en compresión (5.7.3.1.2) (5.7.4.4), en m/m.
$\varepsilon_{ddf}$	deformación específica por contracción del hormigón del tablero entre la colocación y el tiempo final (5.9.5.4.3d), en m/m.
$\varepsilon_{effective}$	deformación específica por contracción efectiva del hormigón (C 5.14.1.4.3), en m/m.
$\varepsilon_s$	deformación específica por tracción en el hormigón fisurado en la dirección del tirante traccionado; deformación específica por tracción neta en la sección, en el baricentro de la armadura de tracción (5.6.3.3.3) (5.8.3.4.2), en m/m.
$\varepsilon_{sh}$	deformación específica por contracción del hormigón en un instante dado; deformación específica por tracción neta en la sección, en el baricentro de la armadura de tracción (5.4.2.3.3) (C 5.14.1.4.3), en m/m.
$\varepsilon_t$	deformación específica neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal (C 5.5.4.2.1).
$\varepsilon_1$	deformación específica principal por tracción en el hormigón fisurado debida a las cargas mayoradas (5.6.3.3.3), en m/m.
$\theta$	ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal [°] (5.8.3.3).
$\theta_s$	ángulo entre una biela comprimida y el eje longitudinal del elemento en un modelo de viga reticulada [°] (5.6.3.3.2).
$\kappa$	factor de corrección para anclajes poco separados; multiplicador para la longitud de anclaje de los cordones (5.10.9.6.2) (5.11.4.2).
$\lambda$	parámetro utilizado para determinar el coeficiente de fricción $\mu$ (5.8.4.2).
$\lambda_w$	relación de esbeltez de las paredes para columnas huecas (5.7.4.7.1).
$\mu$	coeficiente de fricción (5.8.4.1).
$\rho_h$	relación entre el área de armadura de corte horizontal y el área bruta de hormigón de una sección vertical (5.10.11.4.2).
$\rho_{min}$	mínima relación entre la armadura de tracción y el área efectiva de hormigón (5.7.3.3.2).
$\rho_s$	relación entre el volumen de armadura del zuncho en espiral y el volumen total del núcleo de la columna confinado por el zuncho en espiral (5.7.4.6).
$\rho_v$	relación entre el área de la armadura de corte vertical y el área bruta de hormigón de una sección horizontal (5.10.11.4.2).
$\phi$	factor de resistencia (5.5.4.2.1).
$\phi_{cont}$	factor de continuidad del alma de la viga para evaluar la flexión regional

(5.10.4.3.1).

- $\phi_w$  factor de reducción para columnas huecas (5.7.4.7.2).
- $\psi(t, t_i)$  coeficiente de fluencia lenta – relación entre la deformación específica por fluencia lenta que existe  $t$  días después de hormigonar y la deformación específica elástica provocada al aplicar la carga  $p_i$  cuando han transcurrido  $t_i$  días después de hormigonar (5.4.2.3.2).
- $\psi_b(t_d, t_i)$  coeficiente de fluencia lenta de la viga en el momento de colocar el tablero debido a las cargas introducidas en la transferencia (5.9.5.4.2b).
- $\psi_b(t_f, t_d)$  coeficiente de fluencia lenta de la viga en el tiempo final debido a las cargas introducidas al colocar el tablero; coeficiente de fluencia lenta del hormigón del tablero en el tiempo final debido a las cargas introducidas poco después de colocar el tablero (por ejemplo, sobrecapas, barreras, etc.) (5.9.5.4.3b) (5.9.5.4.3d).
- $\psi_b(t_f, t_i)$  coeficiente de fluencia lenta de la viga en el tiempo final debido a las cargas introducidas en la transferencia (5.9.5.4.2a).

## 5.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

### 5.4.1. Requisitos generales

Los proyectos se deben basar en las propiedades de los materiales citadas en el presente reglamento y en el uso de materiales que satisfagan las normas para los grados de materiales de construcción especificados en el documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

Si se utilizan otros tipos o grados de materiales, antes de iniciar el diseño se deberán establecer sus propiedades, incluyendo su variabilidad estadística. Las propiedades mínimas aceptables y procedimientos de ensayo para estos materiales se deberán especificar en el pliego de especificaciones técnicas.

La documentación técnica deberá definir los grados o propiedades de todos los materiales a utilizar.

### 5.4.2. Hormigón de peso normal y hormigón estructural liviano

#### 5.4.2.1. Resistencia a la compresión

El pliego de especificaciones técnicas deberá indicar la resistencia a la compresión especificada,  $f'_c$ , o la clase de hormigón para cada componente.

Solo se deberán usar hormigones con resistencias de diseño mayores que **69 MPa** si algún artículo específico así lo permite o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deben utilizar hormigones con resistencias especificadas menores que **17 MPa** en aplicaciones estructurales.

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón pretensado y los tableros no deberá ser menor que **30 MPa**.

Para los hormigones estructurales livianos se deberá especificar en el pliego de especificaciones técnicas el peso unitario secado en aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación.

Para los hormigones de las Clases **A**, **A(AE)** y **P** utilizados en o sobre agua salada, se deberá especificar que la relación agua-cemento no debe ser mayor que **0,45**.

Se deberá especificar que la sumatoria del cemento Pórtland más los demás materiales cementicios no debe ser mayor que **4,65 kN/m<sup>3</sup>**, excepto para el hormigón de la Clase **P (HPC)** para el cual se deberá especificar que la sumatoria del cemento Pórtland más otros materiales cementicios no debe ser mayor que **5,82 kN/m<sup>3</sup>**.

Si el hormigón estará sujeto a ciclos de congelamiento y deshielo y expuesto a sales anticongelantes, agua de mar u otros ambientes potencialmente perjudiciales se deberá especificar hormigón con aire incorporado, designado como "**AE**" en la Tabla C 5.4.2.1-1.

#### 5.4.2.2. Coeficiente de expansión térmica

El coeficiente de expansión térmica se debe determinar realizando ensayos en laboratorio sobre la mezcla específica a utilizar.

En ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica se puede tomar como:

- Para hormigón de peso normal: **10,8 × 10<sup>-6</sup>/°C**, y
- Para hormigón liviano: **9,0 × 10<sup>-6</sup>/°C**

#### 5.4.2.3. Contracción y fluencia lenta

##### 5.4.2.3.1. Requisitos generales

Los valores de contracción y fluencia lenta especificados aquí y en los Artículos 5.9.5.3 y 5.9.5.4 se deberán usar para determinar los efectos de la contracción y la fluencia lenta sobre la pérdida de fuerza de pretensado en los puentes, a excepción de aquellos construidos por dovelas. Estos valores juntamente con el momento de inercia, según lo especificado en el Artículo 5.7.3.6.2, se pueden utilizar para determinar los efectos de la contracción y la fluencia lenta sobre las flechas.

Estos requisitos se aplican para hormigones con resistencias a la compresión especificadas de hasta **103 MPa**. En ausencia de datos más precisos, se puede suponer que los coeficientes de contracción son de **0,0002** luego de **28 días** y **0,0005** luego de **un año** de secado.

Si no hay datos disponibles específicos para la mezcla, la contracción y la fluencia lenta se pueden estimar utilizando los requisitos de:

- Los Artículos 5.4.2.3.2 y 5.4.2.3.3,
- El Código Modelo CEB-FIP, o
- ACI 209.

Para los puentes construidos por dovelas se deberá hacer una estimación más precisa, incluyendo los efectos de:

- Los materiales específicos,

- Las dimensiones de la estructura,
- Las condiciones en el sitio de emplazamiento,
- Los métodos constructivos, y
- Edad del hormigón en las diversas etapas del montaje.

#### 5.4.2.3.2. Fluencia lenta

El coeficiente de fluencia lenta se puede tomar como:

$$\psi(t, t_i) = 1,9 k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0,118} \quad (5.4.2.3.2-1)$$

siendo:

$$k_s = 1,45 - 5,118 \left( \frac{V}{S} \right) \geq 1,0 \quad (5.4.2.3.2-2)$$

$$k_{hc} = 1,56 - 0,008 H \quad (5.4.2.3.2-3)$$

$$k_f = \frac{34,47}{6,89 + f'_{ci}} \quad (5.4.2.3.2-4)$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 0,58 f'_{ci} + t} \quad (5.4.2.3.2-5)$$

donde:

- H** humedad relativa [%]. En ausencia de información más precisa, **H** se puede tomar de la Figura 5.4.2.3.3-1.
- k<sub>s</sub>** factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie del componente.
- k<sub>f</sub>** factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón.
- k<sub>hc</sub>** factor de humedad para la fluencia lenta.
- k<sub>td</sub>** factor de desarrollo en el tiempo.
- t** madurez del hormigón [días], definido como la edad del hormigón entre el momento de aplicación de la carga para los cálculos de fluencia lenta o el final del curado para los cálculos de contracción, y el tiempo considerado para el análisis de los efectos de la fluencia lenta o la contracción.
- t<sub>i</sub>** edad del hormigón al aplicar inicialmente la carga [días].

$V/S$  relación volumen-superficie, en m.

$f'_{ci}$  resistencia especificada a la compresión del hormigón en el momento del pretensado para los elementos pretensados y en el momento de la carga inicial para los elementos no pretensados. Si al realizar el diseño se desconoce la edad del hormigón en el momento de la carga inicial,  $f'_{ci}$  se puede tomar como  $0,80 \cdot f'_c$ , en MPa.

El área superficial utilizada para determinar la relación volumen-superficie sólo debe incluir el área expuesta a secado atmosférico. En el caso de células con ventilación pobre, para calcular el área superficial solo se debe usar el **50 por ciento** del perímetro interior. En el caso de los elementos prefabricados con capa superior hormigonada in situ se debe usar la superficie pretensada total. Para los elementos con alma (vigas **I**, vigas **T** y vigas cajón) con un espesor de alma promedio comprendido entre **0,15** y **0,20 m**, el valor de  $k_{vs}$  se puede tomar como **1,0**.

#### 5.4.2.3.3. Contracción

Para el hormigón libre de agregados con tendencia a la contracción, la deformación específica debida a la contracción,  $\varepsilon_{sh}$ , en el tiempo  $t$  se puede tomar como:

$$\varepsilon_{sh} = 0,00048 k_s k_{hs} k_f k_{td} \quad (5.4.2.3.3-1)$$

siendo:

$$k_{hs} = 2,00 - 0,014 H \quad (5.4.2.3.3-2)$$

donde:

$k_{hs}$  factor de humedad para contracción.

Si el hormigón se expone a secado antes de transcurridos cinco días de curado, la contracción determinada mediante la Ecuación 5.4.2.3.3-1 se debe incrementar un **20 por ciento**.

#### 5.4.2.4. Módulo de elasticidad

En ausencia de datos obtenidos a partir de mediciones, el módulo de elasticidad,  $E_c$  en MPa, para hormigones cuyo peso unitario está comprendido entre **15** y **25 kN/m<sup>3</sup>**, y con resistencias especificadas a compresión de hasta **103 MPa**, se puede tomar como:

$$E_c = 44 K_1 w_c^{1,5} \sqrt{f'_c} \quad (5.4.2.4-1)$$

donde:

$K_1$  factor de corrección que considera el origen de los agregados; a menos que se realicen ensayos físicos y así lo apruebe la autoridad competente, este factor se deberá tomar igual a **1,0**.

$w_c$  peso unitario del hormigón, en  $\text{kN/m}^3$ ; ver Tabla 3.5.1-1 o el Artículo C 5.4.2.4.

$f'_c$  resistencia especificada del hormigón, en MPa.

#### 5.4.2.5. Coeficiente de Poisson

A menos que se determine mediante ensayos físicos, se puede suponer que el coeficiente de Poisson es igual a **0,2**. El efecto del coeficiente de Poisson se puede despreciar en los elementos que se anticipa estarán sujetos a fisuración.

#### 5.4.2.6. Módulo de rotura

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura,  $f_r$ , en MPa, para resistencias especificadas del hormigón de hasta **103 MPa** se puede tomar como:

- Para hormigón de peso normal:
  - Excepto como se especifica abajo  $0,63 \sqrt{f'_c}$
  - Cuando se utiliza para calcular el momento de fisuración de un elemento en el Artículo 5.8.3.4.3  $0,53 \sqrt{f'_c}$
- Para hormigón liviano:
  - Para hormigón de agregados livianos y arena  $0,53 \sqrt{f'_c}$
  - Para hormigón de agregados livianos  $0,45 \sqrt{f'_c}$

Si para determinar el módulo de rotura se realizan ensayos físicos, dichos ensayos se deberán realizar de acuerdo con AASHTO T 97, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto, y sobre un hormigón con la misma dosificación y materiales especificados para la estructura.

#### 5.4.2.7. Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción directa se puede determinar ya sea utilizando el método ASTM C900 o bien el método de resistencia a la tracción por compresión diametral de acuerdo con AASHTO T 198 (ASTM C496), hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

### 5.4.3. Acero de las armaduras

#### 5.4.3.1. Requisitos generales

Las barras de armadura, el alambre conformado, el alambre estirado en frío, las mallas soldadas de alambre liso y las mallas soldadas de alambre conformado deberán satisfacer los requisitos para materiales especificados en el Artículo 9.2 de la norma AASHTO LRFD

Bridge Construction Specifications, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

Las armaduras deberán ser conformadas, excepto que para zunchos en espiral, estribos cerrados y mallas de alambre se podrán utilizar barras lisas o alambre liso.

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a **500 MPa**. La tensión de fluencia o grado de las barras o alambres se deberán indicar en las especificaciones técnicas. Solo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que **420 MPa** con aprobación del Propietario.

Si se desea asegurar la ductilidad o se requieren soldaduras, se debe especificar un acero **ADN 420 S**.

#### **5.4.3.2. Módulo de elasticidad**

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras pasivas,  $E_s$ , se deberá suponer igual a **200000 MPa**.

#### **5.4.3.3. Aplicaciones especiales**

Las armaduras que se han de soldar se deberán indicar en las especificaciones técnicas junto con el procedimiento de soldadura a utilizar.

Las armaduras de acuerdo con ASTM A1035/A1035M sólo se pueden usar como armadura superior e inferior de flexión en las direcciones longitudinal y transversal de tableros de puente si la estructura está ubicada en Zonas Sísmicas 1 y 2. (A definir por INPRES)

#### **5.4.4. Acero de pretensado**

##### **5.4.4.1. Requisitos generales**

Los cordones de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales, según lo especificado en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto:

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A416/A416M), o bien
- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A722/A722M).

Para estos aceros la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la Tabla 5.4.4.1-1.

**Tabla 5.4.4.1-1. Propiedades de los cordones y barras de pretensado**

Material	Grado o Tipo	Diámetro [mm]	Resistencia a la tracción, $f_{pu}$ [MPa]	Tensión de fluencia, $f_{py}$ [MPa]
Cordones	1725 MPa	6 a 15,2	1725	85% de $f_{pu}$ , excepto 90% de $f_{pu}$ para cordones de baja relajación
	1865 MPa	9,5 a 15,2	1865	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 34,9	1035	85% de $f_{pu}$
	Tipo 2, Conformadas	15,9 a 34,9	1035	80% de $f_{pu}$

Si en las especificaciones técnicas se incluyen los detalles del pretensado también deberá especificar el tamaño y el grado o el tipo de acero. Si los planos solo indican las fuerzas de pretensado y sus puntos de aplicación, la elección del tamaño y tipo de acero quedará a opción del Contratista y sujeto a la aprobación del Ingeniero.

#### 5.4.4.2. Módulo de elasticidad

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como:

para cordones:  $E_p = 196500 \text{ MPa}$ , y

para barras:  $E_p = 206850 \text{ MPa}$

#### 5.4.5. Anclajes y dispositivos de acoplamiento para postesado

Los anclajes y dispositivos de acoplamiento para cables de postesado deberán satisfacer los requisitos del Artículo 10.3.2 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

Los cables, anclajes, accesorios y acoplamientos se deberán proteger contra la corrosión.

#### 5.4.6. Vainas

##### 5.4.6.1. Requisitos generales

Las vainas para cables deberán ser rígidas o semirrígidas, ya sea de metal ferroso galvanizado o polietileno, o bien se deberán colar dentro del hormigón utilizando núcleos removibles.

El radio de curvatura de las vainas para cables de pretensado no deberá ser menor que **6 m**, excepto en las áreas de anclaje donde se podrán permitir radios de **3,70 m**.

No se deberán utilizar vainas de polietileno si el radio de curvatura del cable es menor que **9 m**.

Si se utilizan vainas de polietileno y los cables han de ser adherentes, se deben investigar las características de adherencia entre las vainas de polietileno y el mortero.

Se deberán investigar los efectos de la presión de inyección del mortero sobre las vainas y el hormigón que las rodea.

El máximo intervalo entre apoyos de las vainas durante la construcción deberá estar indicado en las especificaciones técnicas y deberá satisfacer los requisitos del Artículo 10.4.1.1 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

#### **5.4.6.2. Tamaño de las vainas**

El diámetro interior de las vainas deberá ser como mínimo **6 mm** mayor que el diámetro nominal de un cable compuesto por una sola barra o cordón. Para los cables compuestos por múltiples barras o cordones, el área interior de la vaina deberá ser como mínimo **2,0 veces** el área neta del acero de pretensado, con la excepción de que si los cables se han de colocar por el método de enhebrado el área de la vaina deberá ser como mínimo **2,5 veces** la sección neta del acero de pretensado.

El tamaño de las vainas no deberá ser mayor que **0,4 veces** el menor espesor de hormigón en la vaina.

#### **5.4.6.3. Vainas en bloques desviadores**

Las vainas en bloques desviadores deberán ser de acero galvanizado que satisfaga los requisitos de ASTM A53, Tipo E, Grado B. El espesor de pared nominal de la vaina no deberá ser menor que **3 mm**.

### **5.5. ESTADOS LÍMITE**

#### **5.5.1. Requisitos generales**

Los elementos estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos en todos los estados límite de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos que correspondan.

Los elementos estructurales de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se deberán investigar para determinar las tensiones y deformaciones correspondientes a cada etapa que pudiera resultar crítica durante la construcción, el tesado, la manipulación, el transporte y el montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte.

Se deberán considerar las concentraciones de tensiones provocadas por el pretensado y otras cargas y las restricciones o deformaciones impuestas.

#### **5.5.2. Estado límite de servicio**

Las acciones a considerar en el estado límite de servicio serán la fisuración, las deformaciones y las tensiones del hormigón, según se especifica en los Artículos 5.7.3.4, 5.7.3.6 y 5.9.4, respectivamente.

La tensión de fisuración se deberá tomar como el módulo de rotura especificado en el Artículo 5.4.2.6.

#### **5.5.3. Estado límite de fatiga**

##### **5.5.3.1. Requisitos generales**

No es necesario investigar la fatiga para losas de tablero de hormigón en aplicaciones multiviga o alcantarillas cajón de hormigón armado.

En las regiones de los elementos de hormigón armado, que bajo la acción de las cargas permanentes y la tensión de pretensado están comprimidas, solo se deberá considerar la fatiga si la tensión de compresión es menor que la máxima tensión de tracción resultante de la combinación de cargas correspondiente a Fatiga I según se especifica en la Tabla 3.4.1-1 en combinación con los requisitos del Artículo 3.6.1.4.

No es necesario verificar la fatiga de las armaduras de los elementos totalmente pretensados diseñados de manera que en Estado Límite de Servicio III la tensión en la fibra extrema traccionada esté dentro del límite de tensión de tracción especificado en el Artículo 5.9.4.2.2-1. Se debe verificar contra la fatiga los elementos estructurales con una combinación de cables de pretensado y barras de armadura que permiten que el esfuerzo de tracción en el hormigón sea mayor que el límite de Servicio III especificado en la Tabla 5.9.4.2.2-1.

Si se requiere considerar la fatiga, los elementos de hormigón deberán satisfacer:

$$\gamma (\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad (5.5.3.1-1)$$

donde:

$\gamma$  factor de carga especificado en la Tabla 3.4.1-1 para la combinación de cargas correspondiente a Fatiga I.

$\Delta f$  sollicitación, rango de tensión debido al paso de la carga de fatiga según se especifica en el Artículo 3.6.1.4, en MPa.

$(\Delta F)_{TH}$  umbral de fatiga de amplitud constante, según se especifica en los Artículos 5.5.3.2, 5.5.3.3 o 5.5.3.4, según corresponda, en MPa.

Para los elementos totalmente pretensados en puentes que no sean construidos por dovelas, la tensión de compresión debida a la combinación de cargas correspondiente a Fatiga I y la mitad de la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes no deberá ser mayor que  $0,40 \cdot f'_c$  después de las pérdidas.

Las propiedades seccionales a utilizar en los estudios de fatiga se deberán basar en secciones fisuradas si la sumatoria de las tensiones, debidas a las cargas permanentes no mayoradas y tensiones de pretensado, y la combinación de cargas correspondiente a Fatiga I es de tracción y mayor que:  $0,25 \cdot \sqrt{f'_c}$ .

### 5.5.3.2. Barras de armadura

El umbral de fatiga de amplitud constante,  $(\Delta F)_{TH}$ , para las armaduras rectas y armaduras de alambre soldado sin soldaduras transversales en la región de tensión elevada se deberá tomar como:

$$\Delta F_{TH} = 165,47 - 0,048 f_{min} \quad (5.5.3.2-1)$$

El umbral de fatiga de amplitud constante,  $(\Delta F)_{TH}$ , para las armaduras de alambre soldado con soldaduras transversales en la región de tensión elevada se deberá tomar como:

$$\Delta F_{TH} = 110,32 - 0,048 f_{min} \quad (5.5.3.2-2)$$

donde:

$f_{\min}$  mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a Fatiga I, combinada con la tensión más severa debida ya sea a las cargas permanentes o a las cargas permanentes más las cargas externas inducidas por contracción y fluencia lenta; la tracción se considera positiva, la compresión negativa, en MPa.

Para la aplicación de las Ecuaciones 5.5.3.2-1 y 5.5.3.2-2 a la armadura de flexión, la región de tensión elevada se define como un tercio del tramo a cada lado de la sección de máximo momento.

### 5.5.3.3. Cables de pretensado

El umbral de fatiga de amplitud constante,  $(\Delta F)_{TH}$ , de los cables de pretensado se deberá tomar como:

- **124 MPa** para radios de curvatura mayores que **9 m**, y
- **69 MPa** para radios de curvatura menores o iguales que **3,7 m**.

Para radios comprendidos entre **3,7** y **9 m** estará permitido interpolar linealmente.

### 5.5.3.4. Empalmes mecánicos o soldados en las armaduras

Para las conexiones soldadas o mecánicas sujetas a cargas repetitivas, el umbral de fatiga de amplitud constante,  $(\Delta F)_{TH}$ , deberá ser como se indica en la Tabla 5.5.3.4-1.

**Tabla 5.5.3.4-1. Umbral de fatiga de amplitud constante de un empalme**

Tipo de empalme	$(\Delta F)_{TH}$ para más de $10^6$ de ciclos
Camisa llenada con mortero, con o sin barra recubierta de epoxi	124 MPa
Manguitos de acoplamiento estampados en frío sin extremos roscados y con o sin barra recubierta de epoxi; acoplamiento forjado integralmente con roscas NC; camisa de acero con una cuña; dispositivo de acoplamiento de una sola pieza con rosca ahusada; y soldadura única a tope directa de ranura en V	83 MPa
Todos los demás tipos de empalmes	30 MPa

Si el número total de ciclos de carga,  $N$ , especificado en la Ecuación 6.6.1.2.5-2 es menor que un millón, el valor de  $(\Delta F)_{TH}$  dado en la Tabla 5.5.3.4-1 se puede incrementar un valor igual a  **$165,5 \cdot (6 - \log N)$  MPa** hasta un total no mayor que el valor dado por la Ecuación 5.5.3.2-1 del Artículo 5.5.3.2. Se pueden utilizar valores de  $(\Delta F)_{TH}$  más elevados si se los justifica mediante datos de ensayos de fatiga realizados sobre empalmes iguales a los que se pondrán en servicio, pero nunca se debe utilizar un valor mayor que el dado por la Ecuación 5.5.3.2-1.

No se deberán usar empalmes mecánicos o soldados en las armaduras ASTM A1035/A1035M.

#### **5.5.4. Estado límite de resistencia**

##### **5.5.4.1. Requisitos generales**

En el estado límite de resistencia se deberán considerar la resistencia y la estabilidad. La resistencia minorada será el producto entre la resistencia nominal determinada de acuerdo con los requisitos aplicables de los Artículos 5.6, 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.13 y 5.14, a menos que específicamente se identifique un estado límite diferente, y el factor de resistencia según lo especificado en el Artículo 5.5.4.2.

##### **5.5.4.2. Factores de resistencia**

###### **5.5.4.2.1. Construcción convencional**

El factor de resistencia  $\phi$  se deberá tomar como:

- Para las secciones de hormigón armado controladas por tracción según se define en el Artículo 5.7.2.1 **0,90**
- Para las secciones de hormigón pretensado controladas por tracción según se define en el Artículo 5.7.2.1 **1,00**
- Para corte y torsión:
  - hormigón de peso normal **0,90**
  - hormigón liviano **0,80**
- Para las secciones controladas por compresión con estribos cerrados o zunchos en espiral según se define en el Artículo 5.7.2.1, a excepción de lo especificado en los Artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1.2 para Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 (a definir por INPRES) en el estado límite correspondiente a evento extremo **0,75**
- Para aplastamiento del hormigón **0,70**
- Para compresión en modelos de bielas y tirantes **0,70**
- Para compresión en zonas de anclaje:
  - hormigón de peso normal **0,80**
  - hormigón liviano **0,65**
- Para tracción en el acero en las zonas de anclaje **1,00**
- Para resistencia durante el hincado de pilotes **1,00**

Para las secciones en las cuales la deformación unitaria neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal está comprendida entre los límites para secciones controladas por compresión y tracción,  $\phi$  se puede incrementar linealmente entre **0,75** y el valor para secciones controladas por tracción a medida que la deformación específica neta por tracción en el acero más traccionado aumenta entre el límite correspondiente a secciones controladas por compresión y **0,005**.

Para los elementos pretensados la variación de  $\phi$  se puede calcular de modo que:

$$0,75 \leq \phi = 0,583 + 0,25 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (5.5.4.2.1-1)$$

mientras que para los elementos no pretensados se puede calcular de modo que:

$$0,75 \leq \phi = 0,65 + 0,15 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0,9 \quad (5.5.4.2.1-2)$$

donde:

- c** distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro, en m.
- d<sub>t</sub>** distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro del acero más traccionado, en m.

#### 5.5.4.2.2. Construcción por dovelas

Los factores de resistencia para el estado límite de resistencia se deberán tomar como se especifica en la Tabla 5.5.4.2.2-1 para las condiciones indicadas en la misma, y de acuerdo con el Artículo 5.5.4.2.1 para las condiciones no cubiertas por dicha tabla.

Al seleccionar los factores de resistencia para flexión,  $\phi_f$ , y para corte y torsión,  $\phi_v$ , se deberá considerar el grado de adherencia del sistema de postesado. Para que un cable se considere totalmente adherente en una sección, éste debe estar totalmente anclado en dicha sección para una longitud de anclaje no menor que la requerida por el Artículo 5.11.4. Se pueden permitir longitudes embebidas más cortas si dichas longitudes se verifican mediante ensayos a escala real y son aprobadas por el Ingeniero.

Si el postesado consiste en una combinación de cables totalmente adherentes y cables no adherentes o parcialmente adherentes, el factor de resistencia en cualquier sección se deberá basar en las condiciones de adherencia correspondientes a los cables que proporcionan la mayor parte de la fuerza de pretensado en la sección.

Las uniones entre unidades prefabricadas deberán consistir ya sea en cierres hormigonados in situ o bien en uniones coladas en forma coincidente y con recubrimiento epoxi.

**Tabla 5.5.4.2.2-1. Factor de resistencia para las uniones en las construcciones por dovelas**

	<b>Flexión</b> $\phi_f$	<b>Corte</b> $\phi_v$
<b>Hormigón de peso normal</b>		
Cables totalmente adherentes:	0,95	0,90
Cables no adherentes o parcialmente adherentes:	0,90	0,85
<b>Hormigón de agregados livianos y arena</b>		
Cables totalmente adherentes:	0,90	0,70
Cables no adherentes o parcialmente adherentes:	0,85	0,65

#### **5.5.4.2.3. Requisitos especiales para zonas sísmicas 2, 3 y 4 (A definir por INPRES)**

Para las columnas ubicadas en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 se deberá tomar un factor de resistencia modificado como se especifica en los Artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1.2.

#### **5.5.4.3. Estabilidad**

La estructura en su conjunto y sus elementos se deberán proyectar para resistir deslizamiento, vuelco, levantamiento y pandeo. En el análisis y diseño se deberán considerar los efectos de la excentricidad de las cargas.

Se deberá investigar el pandeo de los elementos prefabricados durante su manipulación, transporte y montaje.

#### **5.5.5. Estado límite correspondiente a evento extremo**

La estructura en su conjunto y sus elementos se deberán dimensionar para resistir el colapso provocado por eventos extremos, especificados en la Tabla 3.4.1-1, según corresponda de acuerdo con su ubicación y uso.

### **5.6. CONSIDERACIONES DE DISEÑO**

#### **5.6.1. Requisitos generales**

Los elementos y conexiones se deberán proyectar para resistir las combinaciones de cargas especificadas en el Capítulo 3 en todas las etapas de la vida de la estructura, incluyendo las correspondientes a la etapa constructiva. Los factores de carga serán como se especifica en el Capítulo 3.

Como se especifica en el Capítulo 4, en el análisis se deberá mantener el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones.

#### **5.6.2. Efectos de las deformaciones impuestas**

Se deberán investigar los efectos de las deformaciones impuestas debido a la contracción, cambios de temperatura, fluencia lenta, pretensado y movimiento de los apoyos.

### 5.6.3. Modelo de bielas y tirantes

#### 5.6.3.1. Requisitos generales

Se pueden utilizar modelos de bielas y tirantes para determinar las solicitaciones internas cerca de los apoyos y los puntos de aplicación de cargas concentradas en los estados límite de resistencia y evento extremo.

Se debe considerar un modelo de bielas y tirantes para proyectar zapatas y cabezales de pilotes o para otras situaciones en las cuales la distancia entre los centros de las cargas aplicadas y las reacciones de apoyo sea menor que aproximadamente **dos veces** el espesor del elemento.

Si para el análisis estructural se utiliza un modelo de bielas y tirantes, se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 5.6.3.2 a 5.6.3.6.

#### 5.6.3.2. Modelado de las estructuras

La estructura y un componente o región de la misma se pueden modelar como un conjunto de tirantes de acero traccionados y bielas de hormigón comprimidas, interconectadas en nodos de manera de formar un reticulado capaz de llevar todas las cargas aplicadas a los apoyos. Para determinar la geometría del reticulado se deberán considerar los anchos requeridos para las bielas comprimidas y tirantes traccionados.

La resistencia minorada,  $P_r$ , de las bielas y tirantes se deberá tomar como la de los elementos cargados axialmente:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.6.3.2-1)$$

donde:

$P_n$  resistencia nominal de la biela o tirante, en kN.

$\phi$  factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2 para tracción o compresión, según corresponda.

#### 5.6.3.3. Dimensionamiento de las bielas comprimidas

##### 5.6.3.3.1. Resistencia de una biela no armada

La resistencia nominal de una biela comprimida no armada se deberá tomar como:

$$P_n = 1000 f_{cu} A_{cs} \quad (5.6.3.3.1-1)$$

donde:

$P_n$  resistencia nominal de una biela comprimida, en kN.

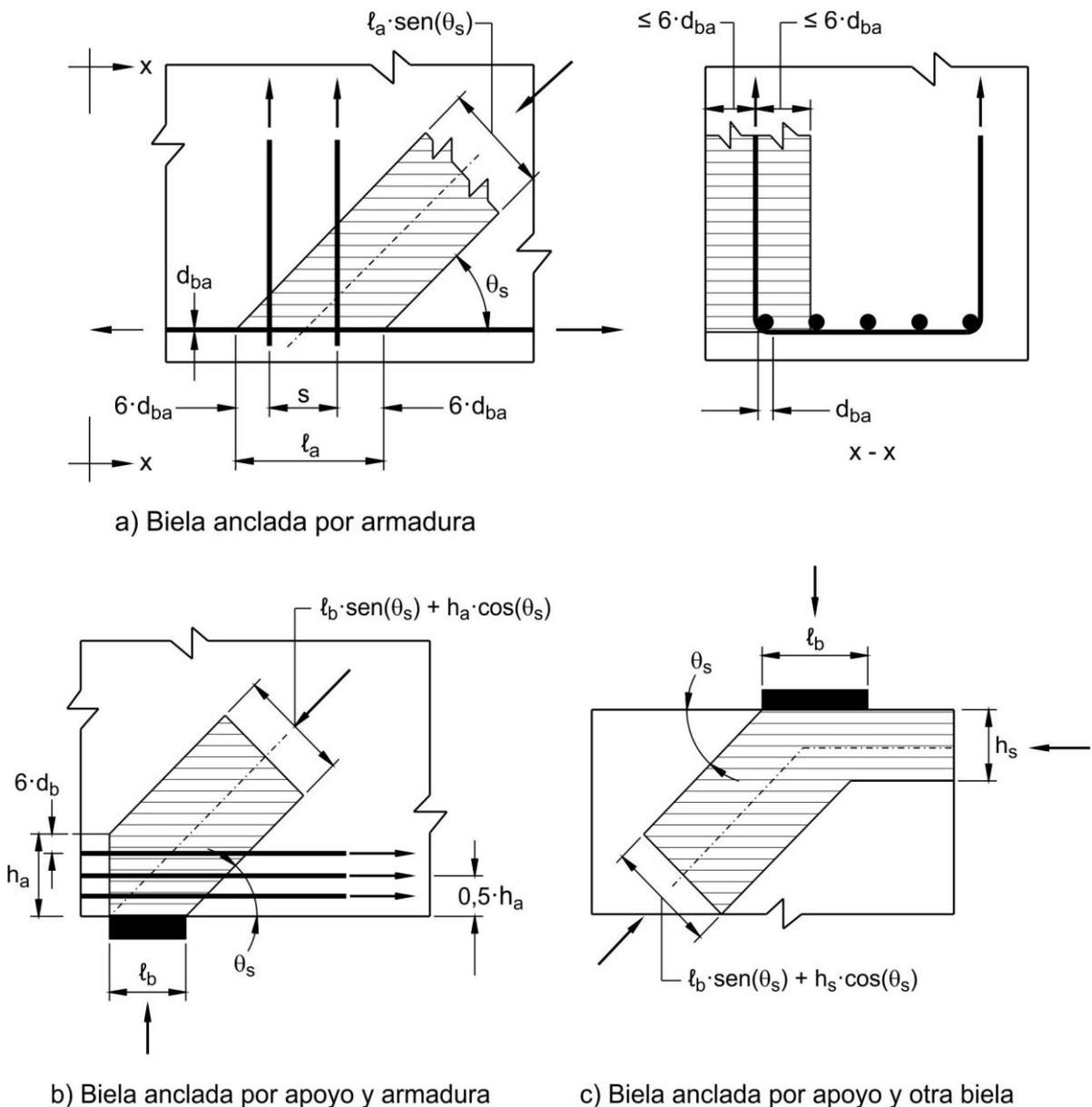
$f_{cu}$  tensión de compresión límite según lo especificado en el Artículo 5.6.3.3.3, en MPa.

$A_{cs}$  área efectiva de la sección transversal de una biela según lo especificado en el Artículo 5.6.3.3.2, en m<sup>2</sup>.

### 5.6.3.3.2. Área efectiva de la sección transversal de una biela

El valor de  $A_{cs}$  se deberá determinar considerando tanto la sección de hormigón disponible como las condiciones de anclaje en los extremos de la biela, tal como se ilustra en la Figura 5.6.3.3.2-1.

Si una biela está anclada mediante armadura, se puede considerar que el área efectiva de hormigón se extiende una distancia de hasta seis diámetros de barra a partir de la barra anclada, tal como se ilustra en la Figura 5.6.3.3.2-1(a).



**Figura 5.6.3.3.2-1. Influencia de las condiciones de anclaje sobre el área efectiva de la sección transversal de una biela**

### 5.6.3.3.3. Tensión de compresión límite en una biela

La tensión de compresión límite,  $f_{cu}$ , se deberá tomar como:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \varepsilon_1} \leq 0,85 f'_c \quad (5.6.3.3.3-1)$$

siendo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cot^2 \alpha_s \quad (5.6.3.3.3-2)$$

donde:

$\alpha_s$  menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes traccionados adyacentes [°].

$\varepsilon_s$  deformación específica por tracción del hormigón en la dirección del tirante traccionado, en m/m.

$f'_c$  resistencia a la compresión especificada, en MPa.

#### 5.6.3.3.4. Biela armada

Si la biela comprimida contiene armadura paralela a la biela y ha sido detallada para desarrollar su tensión de fluencia en compresión, la resistencia nominal de la biela se deberá tomar como:

$$P_n = 1000 (f_{cu} A_{cs} + f_y A_{ss}) \quad (5.6.3.3.4-1)$$

donde:

$A_{ss}$  área de la armadura en el tirante, en m<sup>2</sup>.

#### 5.6.3.4. Dimensionamiento de los tirantes traccionados

##### 5.6.3.4.1. Resistencia de un tirante

La armadura de los tirantes traccionados se deberá anclar a las zonas nodales mediante las longitudes embebidas especificadas, ganchos o anclajes mecánicos. La fuerza de tracción se deberá desarrollar en la cara interna de la zona nodal.

La resistencia nominal de un tirante traccionado, en kN, se deberá tomar como:

$$P_n = 1000 [f_y A_{st} + A_{ps} (f_{pe} + f_y)] \quad (5.6.3.4.1-1)$$

donde:

$A_{st}$  área total de armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante, en m<sup>2</sup>.

$A_{ps}$  área de acero de pretensado, en m<sup>2</sup>.

$f_y$  tensión de fluencia de la armadura longitudinal de acero no pretensado, en MPa.

$f_{pe}$  tensión en el acero de pretensado debida al pretensado, luego de las pérdidas, en MPa.

#### 5.6.3.4.2. Anclaje de un tirante

La armadura de los tirantes traccionados se deberá anclar para transferir la fuerza de tracción a las regiones nodales del reticulado de acuerdo con los requisitos para anclaje de las armaduras especificados en el Artículo 5.11.

#### 5.6.3.5. Dimensionamiento de las zonas nodales

A menos que se provea armadura de confinamiento y que su efecto se compruebe mediante análisis o ensayos, la tensión de compresión del hormigón en las zonas nodales de la biela no deberá ser mayor que:

- Para zonas nodales limitadas por bielas comprimidas y áreas de apoyo:  $0,85 \phi f'_c$
- Para zonas nodales que anclan tirantes traccionados en una dirección:  $0,75 \phi f'_c$
- Para zonas nodales que anclan tirantes traccionados en más de una dirección:  $0,65 \phi f'_c$

donde:

$\phi$  factor de resistencia para apoyo sobre hormigón como se especifica en el Artículo 5.5.4.2.

La armadura de los tirantes traccionados se deberá distribuir uniformemente en un área efectiva de hormigón como mínimo igual a la fuerza en el tirante traccionado dividida por los límites de tensión aquí especificados.

Además de satisfacer los criterios de resistencia para las bielas y tirantes, las zonas nodales se deberán diseñar de manera que satisfagan los límites de tensión y anclaje especificados en los Artículos 5.6.3.4.1 y 5.6.3.4.2.

La tensión de apoyo en la zona nodal producida por cargas concentradas o reacciones deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.7.5.

#### 5.6.3.6. Armadura para limitar la fisuración

Excepto las losas y zapatas, las estructuras y elementos o regiones de las mismas diseñadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.6.3 deberán contener mallas ortogonales de barras de armadura. La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que  $d/4$  o  $0,30 m$ .

La armadura en la dirección vertical y horizontal deberá satisfacer lo siguiente:

$$\frac{A_v}{b_w s_v} \geq 0,003 \quad (5.6.3.6-1)$$

$$\frac{A_h}{b_w s_h} \geq 0,003 \quad (5.6.3.6-2)$$

donde:

- $A_h$  área total de armadura para limitar la fisuración horizontal en la separación  $s_h$ , en  $m^2$ .
- $A_v$  área total de armadura para limitar la fisuración vertical en la separación  $s_v$ , en  $m^2$ .
- $b_w$  ancho del alma del elemento, en m.
- $s_v, s_h$  separación de la armadura para limitar la fisuración vertical y horizontal, respectivamente, en m.

La armadura para limitar la fisuración se deberá distribuir uniformemente en el área de la biela.

## 5.7. DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

### 5.7.1. Hipótesis para los estados límite de servicio y fatiga

En el diseño de elementos de hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado se pueden utilizar las siguientes hipótesis para todos los niveles de resistencia a la compresión:

- El hormigón pretensado resiste tracción en las secciones que no están fisuradas, a excepción de lo especificado en el Artículo 5.7.6.
- Las deformaciones en el hormigón varían linealmente, excepto en elementos o regiones de elementos para los cuales la resistencia de materiales convencional no es aplicable.
- La relación de módulos,  $n$ , se redondea al entero más cercano.
- La relación de módulos se calcula de la siguiente manera:
  - $E_s/E_c$  para las barras de armadura
  - $E_p/E_c$  para los cables de pretensado
- Para las cargas permanentes y tensiones de pretensado es aplicable una relación de módulos efectiva igual a  $2 \cdot n$ .

### 5.7.2. Hipótesis para los estados límite de resistencia y evento extremo

### 5.7.2.1. Requisitos generales

La resistencia minorada de los elementos de hormigón se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2 y las siguientes hipótesis:

- En los elementos con armadura o acero de pretensado totalmente adherente, o en la longitud adherente de los cordones localmente adherentes o revestidos, la deformación es directamente proporcional a la distancia al eje neutro, excepto para los elementos de gran altura, los cuales deberán satisfacer los requisitos del Artículo 5.13.2, y para otras regiones perturbadas.
- En los elementos con cables de pretensado, total o parcialmente no adherentes (es decir, en los cordones localmente no adherentes o revestidos), al determinar la tensión en los cables se considera la diferencia de deformación entre los cables y la sección de hormigón y el efecto de las flechas sobre la geometría de los cables.
- Si el hormigón no está confinado, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón es menor o igual que **0,003**.
- Si el hormigón está confinado, en el núcleo confinado se puede usar una deformación específica utilizable máxima mayor que **0,003**. Al calcular la resistencia minorada se deberá considerar que el recubrimiento de hormigón podría perderse para deformaciones compatibles con las del núcleo confinado.
- Excepto para los modelos de bielas y tirantes, la tensión en la armadura se basa en una curva tensión-deformación representativa del acero o en una representación matemática aprobada, que incluya el anclaje de la armadura y de los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.
- La resistencia a la tracción del hormigón es despreciable.
- Se supone que la distribución de la relación tensión de compresión-deformación es rectangular, parabólica o de cualquier otra forma que permita predecir la resistencia de manera sustancialmente compatible con los resultados de ensayo.
- Se consideran los anclajes, de la armadura y de los elementos de pretensado, y la transferencia del pretensado.
- En una sección transversal existe deformación balanceada cuando la armadura de tracción llega a la deformación correspondiente a su tensión de fluencia especificada  $f_y$ , mientras que en la fibra comprimida con deformación máxima la deformación específica es igual al valor último, adoptado igual a **0,003**.
- Una sección es controlada por la compresión cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es menor o igual que el límite correspondiente a deformación controlada por la compresión, y en el hormigón comprimido la deformación específica es igual al valor último, adoptado igual a **0,003**. El límite correspondiente a deformación controlada por la compresión es igual a la deformación neta por tracción en la armadura bajo condiciones de deformación balanceada. Para la armadura  $f_y = 420 \text{ MPa}$  y para todas las armaduras

pretensadas, se permite fijar el límite de la deformación controlada por compresión en un valor igual a **0,002**.

- Las secciones son controladas por la tracción cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es mayor o igual que **0,005** y en el hormigón comprimido la deformación específica es igual al valor último, adoptado igual a **0,003**. Las secciones en las cuales la deformación neta por tracción en el acero más traccionado está comprendida entre el límite correspondiente a deformación controlada por la compresión y **0,005** constituyen una zona de transición entre las secciones controladas por compresión y tracción.
- Para aumentar la resistencia de los elementos solicitados a flexión se permite el uso de armadura de compresión conjuntamente con armadura adicional de tracción.
- En las ecuaciones aproximadas para calcular la resistencia a la flexión especificadas en los Artículos 5.7.3.1 y 5.7.3.2,  $f_y$  y  $f'_y$  pueden reemplazar a  $f_s$  y  $f'_s$ , respectivamente, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:
  - $f_y$  puede reemplazar a  $f_s$  cuando, utilizando  $f_y$  en los cálculos, la relación  $c/d_s$  resultante no es mayor que **0,6**. Si  $c/d_s$  es mayor que **0,6**, para determinar la tensión en la armadura de tracción no pretensada se deberá utilizar compatibilidad de deformaciones.
  - $f'_y$  puede reemplazar a  $f'_s$  cuando, utilizando  $f'_y$  en los cálculos,  $c \geq 3 \cdot d'_s$ . Si  $c < 3 \cdot d'_s$ , para determinar la tensión en la armadura de compresión no pretensada se deberá utilizar compatibilidad de deformaciones. Conservadoramente, la armadura de compresión se podrá ignorar, es decir,  $A'_s = 0$ .

Para los elementos comprimidos de sección rectangular hueca se deberán investigar otras limitaciones referidas a la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón según se especifica en el Artículo 5.7.4.7.

### 5.7.2.2. Distribución rectangular de tensiones

La relación entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de  $0,85 \cdot f'_c$  en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia  $a = \beta_1 \cdot c$  a partir de la fibra extrema comprimida. La distancia  $c$  se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor  $\beta_1$  se deberá tomar como **0,85** para hormigones cuyas resistencias no superan los **30 MPa**. Para resistencias mayores que **30 MPa**, a  $\beta_1$  se le deberá aplicar una reducción de **0,05** por cada **7 MPa** de resistencia en exceso de **30 MPa**, excepto que  $\beta_1$  no podrá ser menor que **0,65**.

Para los elementos comprimidos de sección rectangular hueca se deberán investigar otras limitaciones referidas al uso del diagrama rectangular de tensiones según se especifica en el Artículo 5.7.4.7.

### 5.7.3. Elementos solicitados a flexión

#### 5.7.3.1. Tensión en el acero de pretensado para la resistencia nominal a la flexión

### 5.7.3.1.1. Elementos con cables adherentes

Para secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2 y para las cuales  $f_{pe}$  es mayor o igual que  $0,5 \cdot f_{pu}$ , la tensión media en el acero de pretensado,  $f_{ps}$ , se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.7.3.1.1-1)$$

donde:

$$k = 2 \left( 1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (5.7.3.1.1-2)$$

para comportamiento de sección T:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0,85 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-3)$$

para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$

donde:

- $A_{ps}$  área del acero de pretensado, en m<sup>2</sup>.
- $f_{pu}$  resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado, en MPa.
- $f_{pv}$  tensión de fluencia del acero de pretensado, en MPa.
- $A_s$  área de la armadura de tracción de acero no pretensado, en m<sup>2</sup>.
- $A'_s$  área de la armadura de compresión, en m<sup>2</sup>.
- $f_s$  tensión en la armadura de tracción no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, como se especifica en el Artículo 5.7.2.1, en MPa.
- $f'_s$  tensión en la armadura de compresión no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, como se especifica en el Artículo 5.7.2.1, en MPa.
- $b$  ancho de la cara comprimida del elemento; para la sección de un ala solicitada a compresión, ancho efectivo del ala como se especifica en el Artículo 4.6.2.6, en m.

- $b_w$  ancho del alma, en m.
- $h_f$  altura del ala comprimida, en m.
- $d_p$  distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los cables de pretensado, en m.
- $c$  distancia entre el eje neutro y la cara comprimida, en m.
- $\beta_1$  factor para el diagrama de tensiones, especificado en el Artículo 5.7.2.2.

### 5.7.3.1.2. Elementos con cables no adherentes

Para las secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el Artículo 5.7.4.5 para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2, la tensión media en el acero de pretensado no adherente se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pe} + 6205 \left( \frac{d_p - c}{\ell_e} \right) \leq f_{py} \quad (5.7.3.1.2-1)$$

donde:

$$\ell_e = \frac{2 \ell_i}{2 + N_s} \quad (5.7.3.1.2-2)$$

para comportamiento de sección T:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0,85 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta_1 b} \quad (5.7.3.1.2-4)$$

donde:

- $c$  distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro suponiendo que el cable de pretensado ha entrado en fluencia, dada por las Ecuaciones 5.7.3.1.2-3 y 5.7.3.1.2-4 para comportamiento de sección T y sección rectangular, respectivamente, en m.
- $\ell_e$  longitud efectiva del cable, en m.
- $\ell_i$  longitud del cable entre anclajes, en m.

- $N_s$  número de articulaciones de apoyo que cruza el cable entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos.
- $f_{py}$  tensión de fluencia del acero de pretensado, en MPa.
- $f_{pe}$  tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas, en MPa.

### 5.7.3.1.3. Elementos con cables adherentes y no adherentes

#### 5.7.3.1.3a. Análisis detallado

A excepción de lo especificado en el Artículo 5.7.3.1.3b, para los elementos que tienen tanto cables adherentes como cables no adherentes la tensión en el acero de pretensado se deberá calcular mediante un análisis detallado. Este análisis deberá tomar en cuenta la compatibilidad de deformaciones de la sección y del acero de pretensado adherente. La tensión en el acero de pretensado no adherente deberá tomar en cuenta la compatibilidad de los desplazamientos globales de las secciones no adherentes de los cables ubicados en el tramo. Los cables no adherentes pueden tener secciones adherentes como los puntos de anclaje y cualquier sección adherente, como por ejemplo los desviadores. Se deberá tomar en cuenta el posible deslizamiento en los desviadores. La resistencia nominal a la flexión se debe calcular directamente a partir de las tensiones obtenidas mediante este análisis.

#### 5.7.3.1.3b. Análisis simplificado

En lugar de usar el análisis detallado descrito en el Artículo 5.7.3.1.3a, la tensión en los cables no adherentes se puede tomar conservadoramente como la tensión efectiva en el acero de pretensado después de las pérdidas,  $f_{pe}$ . En este caso, la tensión en el acero de pretensado se deberá calcular usando las Ecuaciones 5.7.3.1.1-1 a 5.7.3.1.1-4, reemplazando el término  $A_{ps} \cdot f_{pu}$  en las Ecuaciones 5.7.3.1.1-1 a 5.7.3.1.1-4 por el término  $A_{psb} \cdot f_{pu} + A_{psu} \cdot f_{pe}$ .

donde:

$A_{psb}$  área de acero de pretensado adherente, en m<sup>2</sup>.

$A_{psu}$  área de acero de pretensado no adherente, en m<sup>2</sup>.

Al calcular la resistencia nominal a la flexión usando la Ecuación 5.7.3.2.2-1 la tensión media en el acero de pretensado se deberá tomar como el promedio ponderado de la tensión en el acero de pretensado adherente y no adherente, y se deberá usar el área total de acero de pretensado adherente y no adherente.

### 5.7.3.2. Resistencia a la flexión

#### 5.7.3.2.1. Resistencia minorada a la flexión

La resistencia minorada  $M_r$  se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n \quad (5.7.3.2.1-1)$$

donde:

$M_n$  resistencia nominal, en kN·m.

$\phi$  factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2.

### 5.7.3.2.2. Secciones con alas

Para las secciones con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el Artículo 5.7.4.5 para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2 y en las cuales la altura del ala comprimida, determinada de acuerdo con las Ecuaciones 5.7.3.1.1-3, 5.7.3.1.1-4, 5.3.7.1.2-3 o 5.7.3.1.2-4, es menor que  $a = \beta_1 \cdot c$ , la resistencia nominal a la flexión se puede tomar como:

$$M_n = 1000 \left[ A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left( d_s - \frac{a}{2} \right) - \dots + A'_s f'_s \left( d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) h_f \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (5.7.3.2.2-1)$$

donde:

$A_{ps}$  área del acero de pretensado, en m<sup>2</sup>.

$f_{ps}$  tensión media en el acero de pretensado para la resistencia nominal a la flexión especificada en la Ecuación 5.7.3.1.1-1, en MPa.

$d_p$  distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los cables de pretensado, en m.

$A_s$  área de la armadura de tracción no pretensada, en m<sup>2</sup>.

$f_s$  tensión en la armadura de tracción no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, como se especifica en el Artículo 5.7.2.1, en MPa.

$d_s$  distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada, en m.

$A'_s$  área de la armadura de compresión, en m<sup>2</sup>.

$f'_s$  tensión en la armadura de compresión no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, como se especifica en el Artículo 5.7.2.1, en MPa.

$d'_s$  distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión, en m.

$f'_c$  resistencia a la compresión especificada del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.

- $b$**  ancho de la cara comprimida del elemento; para la sección de un ala solicitada a compresión, ancho efectivo del ala como se especifica en el Artículo 4.6.2.6, en m.
- $b_w$**  ancho de alma o diámetro de una sección circular, en m.
- $\beta_1$**  factor para el diagrama de tensiones, especificado en el Artículo 5.7.2.2.
- $h_f$**  altura del ala comprimida de un elemento de sección **I** o **T**, en m.
- $a$**  =  $c \cdot \beta_1$ ; altura del diagrama de tensiones equivalente, en m.

### 5.7.3.2.3. Secciones rectangulares

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje y para flexión biaxial con carga axial como se especifica en el Artículo 5.7.4.5 para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2 y en las cuales la altura del ala comprimida, determinada de acuerdo con las Ecuaciones 5.7.3.1.1-4 o 5.7.3.1.2-4, no es menor que  $a = \beta_1 \cdot c$ , la resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se puede determinar utilizando las Ecuaciones 5.7.3.1.1-1 a 5.7.3.2.2-1, en cuyo caso  $b_w$  se deberá tomar como  $b$ .

### 5.7.3.2.4. Otras secciones transversales

Para las secciones transversales diferentes a las secciones con alas o esencialmente rectangulares con eje de simetría vertical o para las secciones solicitadas a flexión biaxial sin carga axial, la resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se deberá determinar mediante un análisis basado en las hipótesis especificadas en el Artículo 5.7.2. También se aplicarán los requisitos del Artículo 5.7.3.3.

### 5.7.3.2.5. Enfoque basado en la compatibilidad de deformaciones

Alternativamente, si se requieren cálculos más precisos se podrá utilizar el enfoque basado en la compatibilidad de deformaciones. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.7.2.1 que corresponda.

La tensión y la correspondiente deformación específica en cualquier capa de armadura considerada se puede tomar de cualquier expresión o gráfica representativa de la relación tensión-deformación para armadura no pretensada y cordones de pretensado.

### 5.7.3.3. Límites para las armaduras

#### 5.7.3.3.1. Armadura máxima

[ESTE REQUISITO HA SIDO ELIMINADO]

#### 5.7.3.3.2. Armadura mínima

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección no controlada por compresión de un elemento flexionado, la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión minorada,  $M_r$ , como mínimo igual al menor valor entre:

- **1,33 veces** el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límite de resistencia aplicables especificados en la Tabla 3.4.1-1; y

- $$M_{cr} = \gamma_3 \left[ (\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) 1000 S_c - M_{dnc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (5.7.3.3.2-1)$$

donde:

- $f_r$  módulo de rotura del hormigón especificado en el Artículo 5.4.2.6.
- $f_{cpe}$  tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en MPa.
- $M_{dnc}$  momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta, en kN·m.
- $S_c$  módulo resistente para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m<sup>3</sup>.
- $S_{nc}$  módulo resistente para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m<sup>3</sup>.

Para cualquier sección compuesta intermedia se deberán utilizar valores adecuados de  $M_{dnc}$  y  $S_{nc}$ . Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular  $M_{cr}$  se deberá sustituir  $S_{nc}$  por  $S_c$ .

Los siguientes factores se deben utilizar para considerar la variación en la resistencia a fisuración por flexión del hormigón, la variación del pretensado, y la relación entre la tensión de fluencia nominal y la tensión última de la armadura:

- $\gamma_1$  = factor por variación de la fisuración por flexión  
= **1,2** para estructuras de dovelas prefabricadas  
= **1,6** para todas las demás estructuras de hormigón
- $\gamma_2$  = factor por variación del pretensado  
= **1,1** para cables adheridos  
= **1,0** para cables no adheridos
- $\gamma_3$  = relación entre la tensión de fluencia mínima especificada y la tensión última a tracción de la armadura  
= **0,84** para armadura ADN 420  
= **0,84** para armadura ADN 420 S  
= **1,00** para estructuras de hormigón pretensado

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.10.8

#### 5.7.3.4. Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón, excepto la de las losas de tablero diseñadas de acuerdo con el Artículo 9.7.2, en los cuales la tracción en la sección transversal es mayor que el **80 por ciento** del módulo de rotura especificado en el Artículo 5.4.2.6, para la combinación de cargas para estado límite de servicio aplicable especificada en la Tabla 3.4.1-1.

La separación  $s$  de la armadura de acero no pretensado en la capa más próxima a la cara traccionada deberá satisfacer lo siguiente:

$$s \leq \frac{122,6 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2 d_c \quad (5.7.3.4-1)$$

siendo:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

donde:

- $\gamma_e$  factor de exposición  
= **1,00** para condición de exposición Clase 1  
= **0,75** para condición de exposición Clase 2
- $d_c$  espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la armadura de flexión más próxima a la misma, en m.
- $f_{ss}$  tensión de tracción en la armadura en el estado límite de servicio, en MPa.
- $h$  espesor o altura total del elemento, en m.
- $d_e$  distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro del elemento de acero más traccionado, en m.

La condición de exposición Clase 1 se aplica cuando se pueden tolerar fisuras debido a que la estética y/o la corrosión no son determinantes. La condición de exposición Clase 2 se aplica al diseño transversal de las vigas cajón construidas por dovelas para cualquier carga aplicada antes de que el hormigón alcance la totalidad de la resistencia nominal y cuando la estética y/o la corrosión son determinantes.

Para calcular  $d_c$  se deberá usar el espesor real del recubrimiento de hormigón.

Al calcular la tensión real en la armadura se deberán considerar los efectos de la tracción axial, mientras que se podrán o no considerar los efectos de la compresión axial. La separación mínima y máxima de la armadura también deberá satisfacer los requisitos de los Artículos 5.10.3.1 y 5.10.3.2, respectivamente.

Se podrán considerar los efectos del acero de pretensado adherente, en cuyo caso el valor de  $f_s$  utilizado en la Ecuación 5.7.3.4-1, para el acero de pretensado adherente, deberá ser la tensión que se desarrolla más allá del estado de descompresión calculada considerando una sección fisurada o mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones.

Si en el estado límite de servicio las alas de las vigas **T** y vigas cajón de hormigón armado están traccionadas, la armadura de tracción por flexión se deberá distribuir en una distancia igual al menor de los siguientes valores:

- El ancho de ala efectivo, especificado en el Artículo 4.6.2.6, o
- Un ancho igual a **1/10** del promedio de la longitud de los tramos adyacentes entre apoyos.

Si el ancho de ala efectivo es mayor que **1/10** del promedio de la longitud de los tramos, en las porciones externas del ala se deberá disponer armadura longitudinal adicional cuya área no sea menor que **0,4 por ciento** del área de losa en exceso.

Si la altura efectiva,  $d_e$ , de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que **0,90 m**, se deberá colocar armadura superficial uniformemente distribuida en ambas caras del elemento en una distancia  $d_e/2$  más próxima a la armadura de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial  $A_{sk}$ , en  $m^2/m$  de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} \geq 0,0003 (d_e - 0,76) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4} \quad (5.7.3.4-2)$$

donde:

$A_{ps}$  área del acero de pretensado, en  $m^2$ .

$A_s$  área de la armadura de tracción, en  $m^2$ .

Sin embargo, no es necesario que el área total de armadura superficial longitudinal (por cara) sea mayor que un cuarto de la armadura de tracción por flexión requerida  $A_s + A_{ps}$ . La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que  $d_e/6$  o **0,30 m**. Esta armadura se puede incluir en los cálculos de resistencia si se realiza un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar las tensiones en las barras o alambres individuales.

### 5.7.3.5. Redistribución de momentos

En lugar de realizar un análisis más refinado, si en los apoyos internos de una viga continua de hormigón armado se dispone armadura adherente que satisface los requisitos del Artículo 5.11, los momentos negativos determinados aplicando la teoría de la elasticidad en los estados límite de resistencia se pueden incrementar o disminuir no más de **1000· $\varepsilon_t$  por ciento**, hasta un máximo de **20 por ciento**.

Los momentos negativos solo se deberán redistribuir si en la sección donde se reduce el momento  $\varepsilon_t$  es mayor o igual que **0,0075**.

Para mantener el equilibrio de cargas y solicitaciones los momentos positivos se deberán ajustar para tomar en cuenta los cambios en los momentos negativos.

### 5.7.3.6. Deformaciones

#### 5.7.3.6.1. Requisitos generales

Se deberán considerar los requisitos del Artículo 2.5.2.6.

Las juntas y apoyos de los tableros deberán acomodar los cambios dimensionales provocados por las cargas, la fluencia lenta, la contracción, las variaciones térmicas, el asentamiento y el pretensado.

### 5.7.3.6.2. Flechas y contraflechas

En el cálculo de flechas y contraflechas se deberán considerar la carga permanente, la sobrecarga, el pretensado, las cargas de montaje, la fluencia lenta y la contracción del hormigón, y la relajación del acero.

Para determinar las flechas y contraflechas se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 4.5.2.1, 4.5.2.2 y 5.9.5.5.

En lugar de realizar un análisis más exhaustivo, las flechas o deformaciones instantáneas se podrán calcular utilizando el módulo de elasticidad del hormigón especificado en el Artículo 5.4.2.4 y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto,  $I_g$ , o bien como un momento de inercia efectivo,  $I_e$ , dado por la Ecuación 5.7.3.6.2-1:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (5.7.3.6.2-1)$$

siendo:

$$M_{cr} = 1000 f_r \frac{I_g}{y_t} \quad (5.7.3.6.2-2)$$

donde:

$M_{cr}$  momento de fisuración, en kN·m.

$f_r$  módulo de rotura del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6, en MPa.

$y_t$  distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada, en m.

$M_a$  máximo momento en un elemento en la etapa para la cual se calcula la deformación, en kN·m.

Para los elementos prismáticos, el momento de inercia efectivo se puede tomar como el valor obtenido con la Ecuación 5.7.3.6.2-1 en el punto medio del tramo si se trata de tramos simples o continuos, y en el apoyo si se trata de voladizos. Para los elementos no prismáticos continuos, el momento de inercia efectivo se puede tomar como el promedio de los valores obtenidos con la Ecuación 5.7.3.6.2-1 para las secciones críticas para momento positivo y negativo.

A menos que se realice una determinación más exacta, la flecha a largo plazo se puede tomar como la flecha instantánea multiplicada por el siguiente factor:

- Si la flecha instantánea se basa en  $I_g$ : **4,0**
- Si la flecha instantánea se basa en  $I_e$ : **3,0 – 1,2 ( $A'_s/A_s$ ) ≥ 1,6**

donde:

$A'_s$  área de la armadura de compresión, en  $m^2$ .

$A_s$  área de la armadura de tracción no pretensada, en  $m^2$ .

En el caso de los puentes construidos por dovelas, las especificaciones técnicas deberán exigir que antes de colar las dovelas se calculen las flechas en base a los cronogramas de colado y montaje previstos, y que estas flechas se utilicen como una guía contra la cual verificar las flechas reales medidas.

#### 5.7.3.6.3. Deformación axial

El acortamiento o alargamiento instantáneo provocado por las cargas se deberá determinar usando el módulo de elasticidad de los materiales en el momento de aplicar las cargas.

El acortamiento o alargamiento instantáneo provocado por la temperatura se deberá determinar de acuerdo con los Artículos 3.12.2, 3.12.3 y 5.4.2.2.

El acortamiento a largo plazo provocado por la fluencia lenta y la contracción se deberá determinar como se especifica en el Artículo 5.4.2.3.

#### 5.7.4. Elementos comprimidos

##### 5.7.4.1. Requisitos generales

A menos que se permita lo contrario, los elementos comprimidos se deberán analizar considerando los efectos de:

- La excentricidad,
- Las cargas axiales,
- Los momentos de inercia variables,
- El grado de empotramiento en los extremos,
- Las flechas,
- La duración de las cargas, y
- El pretensado.

En lugar de aplicar un procedimiento refinado, las columnas no pretensadas con una relación de esbeltez  $K \cdot \ell_u / r < 100$ , se pueden proyectar aplicando el procedimiento aproximado especificado en el Artículo 5.7.4.3.

donde:

$K$  factor de longitud efectiva especificado en el Artículo 4.6.2.5.

$\ell_u$  longitud lateralmente no arriostrada, en m.

$r$  radio de giro, en m.

Para las estructuras ubicadas en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4, los requisitos del presente Artículo se deberán suplementar y modificar como se especifica en el Artículo 5.10.11. (A definir por INPRES)

Se deberán tomar recaudos para transferir todas las sollicitaciones de los elementos comprimidos, ajustadas para considerar la amplificación de los momentos que provocan los efectos de segundo orden, hacia los elementos adyacentes.

Si la conexión a un elemento adyacente se materializa mediante una articulación de hormigón, a fin de minimizar la resistencia a la flexión se deberá concentrar armadura longitudinal dentro de la articulación y anclarla a ambos lados de la misma.

#### 5.7.4.2. Límites para la armadura

Para los elementos comprimidos en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 se deberán considerar límites de armadura adicionales, como se especifica en los Artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1.1. (A definir por INPRES)

La máxima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0,08 \quad (5.7.4.2-1)$$

y

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f'_c} \leq 0,30 \quad (5.7.4.2-2)$$

La mínima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0,135 \quad (5.7.4.2-3)$$

donde:

$A_s$  área del acero de tracción no pretensado, en m<sup>2</sup>.

$A_g$  área bruta de la sección, en m<sup>2</sup>.

$A_{ps}$  área del acero de pretensado, en m<sup>2</sup>.

$f_{pu}$  resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado, en MPa.

$f_y$  tensión de fluencia especificada de las barras de armadura, en MPa.

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

$f_{pe}$  tensión de pretensado efectiva, en MPa.

El mínimo número de barras de armadura longitudinal en el cuerpo de una columna será de **seis** para disposiciones circulares y **cuatro** para disposiciones rectangulares. El tamaño mínimo de barra será  **$d_b 16$** .

Para puentes en Zona Sísmica 1 (a definir por INPRES) se puede utilizar una sección efectiva reducida si la sección transversal es mayor que la requerida para resistir las cargas aplicadas. El mínimo porcentaje de armadura longitudinal total (pretensada y no pretensada) del área efectiva reducida será del **1 por ciento** o el valor obtenido de la Ecuación 5.7.4.2-3, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Tanto la sección efectiva reducida como la sección bruta deben ser capaces de resistir todas las combinaciones de cargas aplicables indicadas en la Tabla 3.4.1-1.

### 5.7.4.3. Evaluación aproximada de los efectos de la esbeltez

Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si la relación de esbeltez,  $K \cdot \ell_u / r$ , es menor que **22**.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si  $K \cdot \ell_u / r$  es menor que  **$34 - 12 \cdot (M_1 / M_2)$** , siendo  $M_1$  y  $M_2$  el menor y el mayor momento de extremo, respectivamente, y el término  $(M_1 / M_2)$  positivo para flexión de curvatura única.

Para el diseño de los elementos comprimidos no pretensados en los cuales  $K \cdot \ell_u / r$  es menor que **100** se puede utilizar el siguiente procedimiento aproximado:

- El diseño se basa en una carga axial mayorada,  $P_u$ , determinada mediante análisis elástico y un momento mayorado amplificado,  $M_c$ , como se especifica en el Artículo 4.5.3.2.2b.
- La longitud lateralmente no arriostrada,  $\ell_u$ , de un elemento comprimido, se define como la distancia libre entre elementos capaces de proporcionar apoyo lateral a los elementos comprimidos en la dirección considerada. Si hay acartelamientos, la longitud lateralmente no arriostrada debe ser medida hasta el extremo inferior de cualquier acartelamiento en el plano considerado.
- El radio de giro,  $r$ , se calcula para la sección bruta de hormigón.
- Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, a menos que mediante un análisis se demuestre que se puede utilizar un valor menor, el factor de longitud efectiva,  $K$ , se toma igual a **1,0**.
- Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral,  $K$  se determina considerando debidamente los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa y nunca se deberá tomar menor que **1,0**.

En ausencia de cálculos más precisos, el valor  $EI$  a utilizar para determinar  $P_e$  como se especifica en la Ecuación 4.5.3.2.2b-5, se deberá tomar como el mayor valor entre:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (5.7.4.3-1)$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (5.7.4.2-2)$$

donde:

$E_c$  módulo de elasticidad del hormigón, en MPa.

$I_g$  momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico, en m<sup>4</sup>.

$E_s$  módulo de elasticidad del acero longitudinal, en MPa.

$I_s$  momento de inercia del acero longitudinal respecto del eje baricéntrico, en m<sup>4</sup>.

$\beta_d$  relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre positivo

Para los elementos pretensados en forma excéntrica, al determinar el momento amplificado se deberá considerar el efecto de la flecha lateral debida al pretensado.

#### 5.7.4.4. Resistencia minorada axial

La resistencia minorada axial de los elementos comprimidos de hormigón armado simétricos respecto de ambos ejes principales se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.7.4.4-1)$$

siendo:

- Para elementos armados con zunchos en espiral:

$$P_n = 0,85 \left[ \begin{array}{l} 0,85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + \dots \\ + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \varepsilon_{cu}) \end{array} \right] 1000 \quad (5.7.4.4-2)$$

- Para elementos armados con estribos cerrados:

$$P_n = 0,80 \left[ \begin{array}{l} 0,85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + \dots \\ + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \varepsilon_{cu}) \end{array} \right] 1000 \quad (5.7.4.4-3)$$

donde:

$P_r$  resistencia axial minorada, con o sin flexión, en kN.

$P_n$  resistencia axial nominal, con o sin flexión, en kN.

- $f'_c$  resistencia especificada del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.
- $A_g$  área bruta de la sección, en m<sup>2</sup>.
- $A_{st}$  área total de la armadura longitudinal, en m<sup>2</sup>.
- $f_y$  tensión de fluencia especificada de la armadura, en MPa.
- $\phi$  factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2.
- $A_{ps}$  área de acero de pretensado, en m<sup>2</sup>.
- $E_p$  módulo de elasticidad de los cables de pretensado, en MPa.
- $\varepsilon_{cu}$  deformación específica de falla del hormigón en compresión, en m/m.

#### 5.7.4.5. Flexión biaxial

En lugar de realizar un análisis en base a condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para flexión biaxial, los elementos no circulares solicitados a flexión biaxial y compresión se pueden dimensionar utilizando las siguientes expresiones aproximadas:

Si la carga axial mayorada es mayor o igual que  $0,10 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$ :

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_o} \quad (5.7.4.5-1)$$

donde:

$$P_o = 1000 \left[ \begin{array}{l} 0,85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + \dots \\ + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \varepsilon_{cu}) \end{array} \right] \quad (5.7.4.5-2)$$

Si la carga axial mayorada es menor que  $0,10 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$ :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (5.7.4.5-3)$$

donde:

- $\phi$  factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial.
- $P_{rxy}$  resistencia axial minorada en flexión biaxial, en kN.
- $P_{rx}$  resistencia axial minorada determinada sobre la base de que la excentricidad  $e_y$  es la única presente, en kN.

- $P_{ry}$  resistencia axial minorada determinada sobre la base de que la excentricidad  $e_x$  es la única presente, en kN.
- $P_u$  fuerza axial mayorada aplicada, en kN.
- $M_{ux}$  momento mayorado aplicado respecto del eje  $x$ , en kN·m.
- $M_{uy}$  momento mayorado aplicado respecto del eje  $y$ , en kN·m.
- $e_x$  excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección  $x$ , es decir =  $M_{uy}/P_u$ , en m.
- $e_y$  excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección  $y$ , es decir =  $M_{ux}/P_u$ , en m.
- $P_o$  resistencia axial nominal de una sección para excentricidad nula, en kN.

La resistencia axial minorada  $P_{rx}$  y  $P_{ry}$  no se deberá tomar mayor que el producto entre el factor de resistencia,  $\phi$ , y la máxima resistencia nominal a la compresión dada por las Ecuaciones 5.7.4.4-2 o 5.7.4.4-3, según corresponda.

#### 5.7.4.6. Zunchos en espiral y estribos cerrados

El área de acero de los zunchos en espiral y estribos cerrados en puentes ubicados en Zonas Sísmicas 2, 3 o 4 deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.10.11. (A definir por INPRES)

Si el área de armadura, zunchos en espiral y estribos cerrados, no está determinada por:

- Requisitos de diseño sismorresistente,
- Corte o torsión según lo especificado en el Artículo 5.8, o
- Requisitos mínimos según lo especificado en el Artículo 5.10.6,

la relación entre el volumen de armadura del zuncho en espiral y el volumen total del núcleo confinado de hormigón, medido entre las partes exteriores de los zunchos, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\rho_s \geq 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (5.7.4.6-1)$$

donde:

- $A_g$  área bruta de la sección de hormigón, en m<sup>2</sup>.
- $A_c$  área del núcleo medido hasta el diámetro exterior del zuncho, en m<sup>2</sup>.
- $f'_c$  resistencia especificada del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.

$f_{yh}$  tensión de fluencia especificada de la armadura del zuncho en espiral, en MPa.

Los demás detalles de armaduras de zunchos en espiral y estribos cerrados, deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 5.10.6 y 5.10.11.

#### 5.7.4.7. Elementos comprimidos de sección rectangular hueca

##### 5.7.4.7.1. Relación de esbeltez de las paredes

La relación de esbeltez de las paredes de una sección transversal rectangular hueca se deberá tomar como:

$$\lambda_w = \frac{X_u}{t} \quad (5.7.4.7.1-1)$$

donde:

$X_u$  longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes entre paredes, en m.

$t$  espesor de la pared, en m.

$\lambda_w$  relación de esbeltez de las paredes para columnas huecas

Solo se podrán utilizar esbelteces de pared mayores que **35** si el comportamiento y la resistencia de las paredes se documentan mediante pruebas analíticas o experimentales aceptables para el Propietario.

##### 5.7.4.7.2. Limitaciones para la aplicación del método del diagrama rectangular de tensiones

###### 5.7.4.7.2a. Requisitos generales

A excepción de lo especificado en el Artículo 5.7.4.7.2c, el método del diagrama rectangular de tensiones equivalente no se deberá utilizar en el diseño de elementos comprimidos de sección rectangular hueca con relaciones de esbeltez de pared  $\geq 15$ .

Si la relación de esbeltez de las paredes es menor que **15** se puede utilizar el método del diagrama rectangular de tensiones en base a una deformación específica por compresión igual a **0,003**.

###### 5.7.4.7.2b. Método refinado para ajustar el límite de máxima deformación específica utilizable

Si la relación de esbeltez de las paredes es mayor o igual que **15**, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón es igual al menor valor entre la deformación específica por pandeo local calculada para el ala más ancha de la sección transversal o **0,003**.

La deformación específica por pandeo local del ala más ancha de la sección transversal se puede calcular suponiendo que los cuatro bordes del ala están simplemente apoyados. Se deberá considerar el comportamiento no lineal de los materiales incorporando los módulos

tangentes del hormigón y el acero de las armaduras en el cálculo de la deformación específica por pandeo local.

Al calcular la resistencia de los elementos comprimidos de sección rectangular hueca construidos por segmentos se deberán despreciar las armaduras discontinuas no postesadas.

La resistencia a la flexión se deberá calcular utilizando los principios del Artículo 5.7.3 aplicados juntamente con las curvas tensión-deformación que se anticipan para los tipos de materiales a utilizar.

#### 5.7.4.7.2c. Método aproximado para ajustar la resistencia minorada

Si la esbeltez de las paredes es  $\leq 35$ , en lugar de los requisitos de los Artículos 5.7.4.7.2a y 5.7.4.7.2b se pueden utilizar los requisitos del presente Artículo y el método del diagrama rectangular de tensiones.

La resistencia minorada de una columna hueca, determinada utilizando una máxima deformación específica utilizable de **0,003** y los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2 se deberá reducir aún más aplicando un factor  $\phi_w$  tomado como:

- Si  $\lambda_w \leq 15$ , entonces  $\phi_w = 1,0$  (5.7.4.7.2c-1)

- Si  $15 < \lambda_w \leq 25$ , entonces  $\phi_w = 1 - 0,025 (\lambda_w - 15)$  (5.7.4.7.2c-2)

- Si  $25 < \lambda_w \leq 35$ , entonces  $\phi_w = 0,75$  (5.7.4.7.2c-3)

#### 5.7.5. Aplastamiento

Si no hay armadura de confinamiento en el hormigón que soporta el dispositivo de apoyo, la resistencia minorada al aplastamiento se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.7.5-1)$$

siendo:

$$P_n = 850 f'_c A_1 m \quad (5.7.5-2)$$

donde:

$P_n$  resistencia nominal al aplastamiento, en kN.

$A_1$  área debajo del dispositivo de apoyo, en  $m^2$ .

$m$  factor de modificación.

$A_2$  área ideal definida en este reglamento, en  $m^2$ .

El factor de modificación se puede determinar de la siguiente manera:

- Si la superficie de apoyo es más ancha que el área cargada en todos sus lados:

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2,0 \quad (5.7.5-3)$$

- Si el área cargada está sujeta a tensiones de aplastamiento distribuidas de forma no uniforme:

$$m = 0,75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,50 \quad (5.7.5-4)$$

Si la superficie de apoyo es inclinada o escalonada,  $A_2$  se puede tomar como el área de la base inferior del mayor tronco de una pirámide recta, cono, o cuña ahusada totalmente contenida dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada y pendientes laterales de **1,0** vertical en **2,0** horizontal.

Si la carga aplicada mayorada es mayor que la resistencia minorada aquí especificada, se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas de desgarramiento y descantillado de acuerdo con el Artículo 5.10.9.

## 5.7.6. Elementos traccionados

### 5.7.6.1. Resistencia minorada a la tracción

Los elementos en los cuales las cargas mayoradas inducen tensiones de tracción en la totalidad de la sección transversal se deberán considerar elementos traccionados y se supondrá que la fuerza axial es resistida exclusivamente por los elementos de acero. Se aplicarán los requisitos del Artículo 5.11.5.4.

La resistencia minorada a la tracción uniforme se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.7.6.1-1)$$

donde:

$P_n$  resistencia nominal a la tracción especificada en el Artículo 5.6.3.4.

$\phi$  factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

### 5.7.6.2. Resistencia a la combinación de tracción y flexión

Los elementos solicitados por cargas de tracción excéntricas que inducen en la sección transversal tanto tensiones de tracción como de compresión se deberán dimensionar de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.7.2.

## 5.8. CORTE Y TORSIÓN

### 5.8.1. Procedimientos de diseño

#### 5.8.1.1. Regiones solicitadas a flexión

Si es razonable suponer que las secciones planas permanecerán planas luego de la aplicación de las cargas, las regiones de los elementos se deberán diseñar para corte o

torsión utilizando ya sea el modelo por secciones según lo especificado en el Artículo 5.8.3 o bien el modelo de bielas y tirantes según lo especificado en el Artículo 5.6.3. Se aplicarán los requisitos del Artículo 5.8.2.

En lugar de aplicar los requisitos del Artículo 5.8.3, los puentes tipo viga cajón de hormigón postesado construidos por dovelas se pueden proyectar para corte y torsión usando los requisitos del Artículo 5.8.6.

Los elementos en los cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara del apoyo es menor que  $2 \cdot d$ , o los elementos en los cuales hay una carga que provoca más de  $1/2$  ( $1/3$  en el caso de las vigas cajón por dovelas) del corte en un apoyo a menos de  $2 \cdot d$  de la cara del apoyo, se pueden considerar como elementos de gran altura para los cuales se aplican los requisitos del Artículo 5.6.3 y los requisitos sobre detallado del Artículo 5.13.2.3.

### **5.8.1.2. Regiones próximas a discontinuidades**

Si la hipótesis de secciones planas de la teoría flexional no es válida, las regiones de los elementos se deberán diseñar para corte y torsión utilizando el modelo de bielas y tirantes según lo especificado en el Artículo 5.6.3. Se aplicarán los requisitos del Artículo 5.13.2.

### **5.8.1.3. Regiones de interfaz**

Las interfaces entre elementos se deberán diseñar para transferencia de corte de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.8.4.

### **5.8.1.4. Losas y zapatas**

Las regiones tipo losa se deberán diseñar para corte de acuerdo con los requisitos de los Artículos 5.13.3.6 o 5.6.3.

### **5.8.1.5. Almas de puentes vigas curvas tipo cajón postensadas**

Las vigas curvas tipo cajón postensadas que tienen una altura libre total,  $h_c$ , superior a **1,20 m**, se deben diseñar para los siguientes efectos combinados, antes y después de las pérdidas:

- los efectos combinados del corte global que resulta del corte vertical y la torsión,
- flexión regional transversal del alma que resulta de la fuerza lateral de pretensado, y
- flexión transversal del alma a partir de las cargas verticales y del postensado transversal.

## **5.8.2. Consideraciones generales**

### **5.8.2.1. Requisitos generales**

La resistencia minorada a la torsión,  $T_r$ , se deberá tomar como:

$$T_r = \phi T_n \quad (5.8.2.1-1)$$

donde:

$T_n$  resistencia nominal a la torsión especificada en el Artículo 5.8.3.6, en kN·m.

$\phi$  factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2.

La resistencia minorada al corte,  $V_r$ , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

donde:

$V_n$  resistencia nominal al corte especificada en el Artículo 5.8.3.3, en kN.

$\phi$  factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

Para el hormigón de peso normal, los efectos torsionales se deberán analizar cuando:

$$T_u > 0,25 \phi T_{cr} \quad (5.8.2.1-3)$$

siendo:

$$T_{cr} = 328 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,328 \sqrt{f'_c}}} \quad (5.8.2.1-4)$$

donde:

$T_u$  momento torsor mayorado, en kN·m.

$T_{cr}$  momento de fisuración por torsión, en kN·m.

$A_{cp}$  área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, en m<sup>2</sup>.

$p_c$  longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón, en m.

$f_{pc}$  tensión de compresión en el hormigón después de las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas temporarias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, en MPa.

$\phi$  factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

Para las estructuras celulares:

$$\frac{A_{cp}^2}{p_c} \leq 2 A_o b_v \quad (5.8.2.1-5)$$

donde:

$A_o$  área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera, en  $m^2$ .

La fuerza de corte mayorada equivalente,  $V_u$ , se deberá tomar igual a:

Para secciones macizas:

$$\sqrt{V_u^2 + \left( \frac{0,9 p_h T_u}{2 A_o} \right)^2} \quad (5.8.2.1-6)$$

Para secciones huecas:

$$V_u + \frac{T_u d_s}{2 A_o} \quad (5.8.2.1-7)$$

donde:

$p_h$  perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada, en m.

$T_u$  momento torsor mayorado, en kN·m.

### 5.8.2.2. Modificaciones para hormigón liviano

Si se utilizan hormigones elaborados con agregados livianos, al determinar la resistencia a la torsión y al corte se deberán aplicar las siguientes modificaciones:

- Si para el hormigón liviano se especifica la resistencia media a la tracción por compresión diametral,  $f_{ct}$ , en las expresiones dadas en los Artículos 5.8.2 y 5.8.3 el término  $\sqrt{f'_c}$  se deberá reemplazar por:  $4,7 f_{ct} \leq \sqrt{f'_c}$
- Si no se especifica  $f_{ct}$ , en las expresiones indicadas en los Artículos 5.8.2 y 5.8.3 el término  $\sqrt{f'_c}$  se deberá sustituir por los términos  $0,75 \sqrt{f'_c}$  para hormigones de agregados livianos y  $0,85 \sqrt{f'_c}$  para hormigones de arena y agregados livianos.

Si se utiliza arena para reemplazar parte del agregado se puede interpolar linealmente.

### 5.8.2.3. Longitudes de transferencia y anclaje

Se deberán considerar los requisitos del Artículo 5.11.4.

### 5.8.2.4. Regiones que requieren armadura transversal

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal:

- Si:  $V_u > 0,5 \phi (V_c + V_p)$  (5.8.2.4-1)

o bien

- Si las Ecuaciones 5.8.2.1-3 o 5.8.6.3-1 exigen considerar la torsión.

donde:

- $V_u$  fuerza de corte mayorada, en kN.
- $V_c$  resistencia nominal al corte del hormigón, en kN.
- $V_p$  componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte;  $V_p = 0$  cuando se utiliza el método simplificado de 5.8.3.4.3, en kN.
- $\phi$  factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2.

### 5.8.2.5. Mínima armadura transversal

Excepto para los puentes viga tipo cajón de hormigón postesado construidos por dovelas, si de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.8.2.4 se requiere armadura transversal, el área de acero deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.8.2.5-1)$$

donde:

- $A_v$  área de la armadura transversal en una distancia  $s$ , en m<sup>2</sup>.
- $b_v$  ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas como se especifica en el Artículo 5.8.2.9, en m.
- $s$  separación de la armadura transversal, en m.
- $f_y$  tensión de fluencia de la armadura transversal, en MPa.

Para los puentes viga tipo cajón de hormigón postesado construidos por dovelas, si de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.8.6.5 se requiere armadura transversal, el área de la armadura transversal deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_v \geq 0,345 \frac{b_w s}{f_y} \quad (5.8.2.5-2)$$

donde:

- $A_v$  área de una armadura de corte por alma en una distancia  $s$ , en m<sup>2</sup>.
- $b_w$  ancho del alma, en m.
- $s$  separación de la armadura transversal, en m.

$f_y$  tensión de fluencia de la armadura transversal, en MPa.

Para los puentes viga tipo cajón de hormigón postesado construidos por dovelas, si de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.8.6.5 no se requiere armadura transversal, el área mínima de armadura transversal de corte por cada alma no deberá ser menor que el equivalente a dos barras de armadura  $d_b 12$ ,  $f_y = 420 \text{ MPa}$ , por  $m$  de longitud.

#### 5.8.2.6. Tipos de armadura transversal

La armadura transversal puede consistir en:

- Estribos perpendiculares al eje longitudinal del elemento;
- Mallas de alambres soldadas, con alambres perpendiculares al eje longitudinal del elemento, siempre que los alambres transversales estén certificados para soportar un alargamiento mínimo de **cuatro por ciento**, medido en una longitud de calibración de al menos **0,10 m** que incluya al menos un alambre transversal;
- Cables de pretensado anclados, detallados y construidos de manera de minimizar la pérdida por acuíñamiento y las pérdidas dependientes del tiempo, y que forman un ángulo mayor o igual que **45 grados** respecto de la armadura longitudinal de tracción;
- Una combinación de estribos, cables y barras longitudinales dobladas;
- Zunchos en espiral o estribos cerrados circulares;
- Estribos inclinados que forman un ángulo mayor o igual que **45 grados** respecto de la armadura longitudinal de tracción; o
- Barras longitudinales dobladas en elementos no pretensados con la parte doblada formando un ángulo mayor o igual que **30 grados** respecto de la armadura longitudinal de tracción.

La separación de los estribos inclinados y de la armadura longitudinal doblada deberá ser tal que cada línea a **45 grados** que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento,  $h/2$ , a la armadura de tracción longitudinal deberá ser atravesada por al menos una línea de armadura transversal.

La armadura transversal se deberá detallar de manera tal que la fuerza de corte se transfiera de manera efectiva entre diferentes elementos o zonas de un mismo miembro.

La armadura de torsión deberá consistir tanto en armadura transversal como en armadura longitudinal. La armadura longitudinal deberá consistir en barras y/o cables. La armadura transversal puede consistir en:

- Estribos cerrados, perpendiculares al eje longitudinal del elemento, tal como se especifica en el Artículo 5.11.2.6.4.
- Una jaula cerrada de malla de alambre soldada con alambres transversales perpendiculares al eje longitudinal del elemento, o
- Zunchos en espiral o estribos cerrados circulares.

### 5.8.2.7. Máxima separación de la armadura transversal

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible,  $s_{max}$ , determinada de la siguiente manera:

- Si  $v_u < 0,125 \cdot f'_c$ :

$$s_{max} = 0,8 d_v \leq 0,60 \text{ m} \quad (5.8.2.7-1)$$

- Si  $v_u \geq 0,125 \cdot f'_c$ :

$$s_{max} = 0,4 d_v \leq 0,30 \text{ m} \quad (5.8.2.7-2)$$

donde:

$v_u$  tensión de corte calculada de acuerdo con el Artículo 5.8.2.9, en MPa.

$d_v$  altura de corte efectiva de acuerdo con lo definido en el Artículo 5.8.2.9, en m.

Para los puentes tipo viga cajón de hormigón postesado construidos por dovelas, la separación de los estribos cerrados requeridos para resistir los efectos del corte debido a los momentos torsores no deberá ser mayor que la mitad de la dimensión más corta de la sección transversal ni que **0,30 m**.

### 5.8.2.8. Requisitos de diseño y detallado

La armadura transversal se deberá anclar en ambos extremos de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.11.2.6. Para los elementos compuestos solicitados a flexión, al determinar si se satisfacen los requisitos sobre desarrollo y anclaje del Artículo 5.11.2.6 se puede considerar la prolongación de la armadura de corte de la viga hacia el interior de la losa de tablero.

La tensión de fluencia de diseño de la armadura transversal no pretensada se deberá tomar igual a la tensión de fluencia especificada cuando esta última es menor o igual que **420 MPa**. Para una armadura transversal no pretensada con una tensión de fluencia mayor que **420 MPa**, la tensión de fluencia de diseño se deberá tomar como la tensión correspondiente a una deformación específica de **0,0035**, pero nunca mayor que **500 MPa**. La tensión de fluencia de diseño de la armadura transversal pretensada se deberá tomar como la tensión efectiva, luego de considerar todas las pérdidas de pretensado, más **420 MPa**, pero nunca mayor que  $f_{py}$ .

Cuando como armadura transversal se utiliza armadura de malla de alambre, ésta se deberá anclar en ambos extremos de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.11.2.6.3. No se permitirán otras uniones soldadas que no sean las requeridas para el anclaje. Al calcular la resistencia al corte de un elemento de altura variable se deberán considerar las componentes inclinadas de compresión y/o de tracción por flexión.

### 5.8.2.9. Tensión de corte en el hormigón

La tensión de corte en el hormigón se deberá determinar como:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \frac{1}{1000} \quad (5.8.2.9-1)$$

donde:

- $\phi$  factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2.
- $b_v$  ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión, o, en el caso de secciones circulares, diámetro de la sección modificado para considerar la presencia de vainas si corresponde, en m.
- $d_v$  altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre  $0,9 \cdot d_e$  y  $0,72 \cdot h$ , en m.

siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (5.8.2.9-2)$$

Al determinar el ancho del alma a un nivel en particular, al ancho del alma se le deberá restar un medio de los diámetros de las vainas no llenadas con mortero o un cuarto de los diámetros de las vainas llenadas con mortero a dicho nivel.

### 5.8.3. Modelo de diseño por secciones

#### 5.8.3.1. Requisitos generales

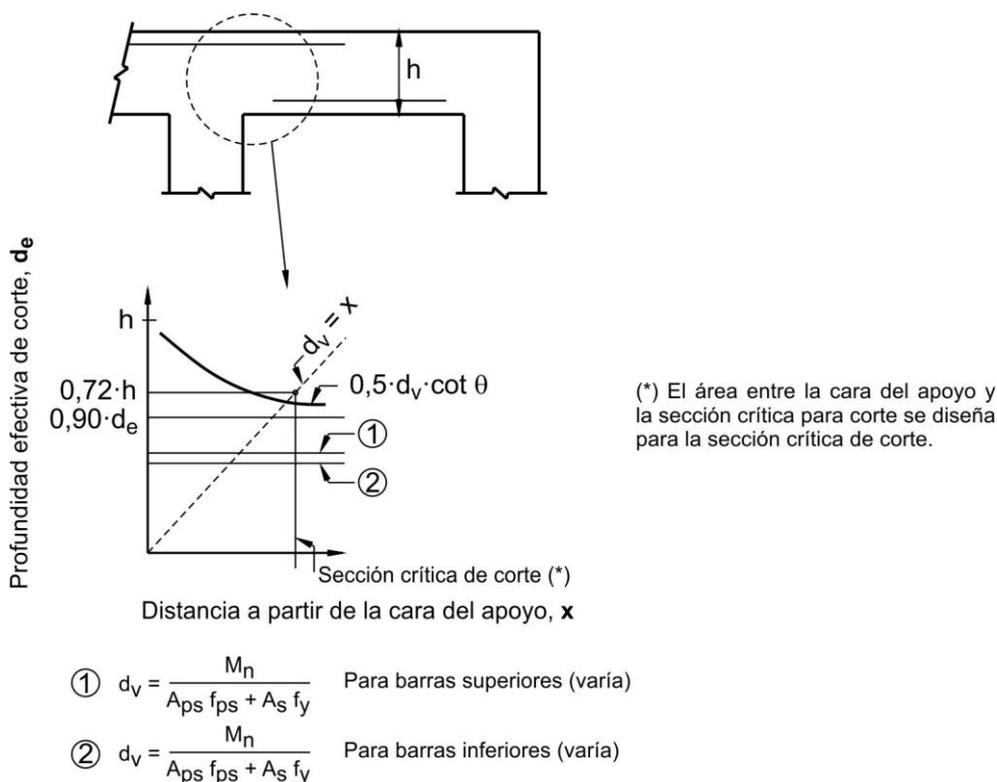
El modelo de diseño por secciones se puede utilizar para diseñar al corte cuando esté permitido de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.8.1.

En lugar de los métodos aquí especificados, la resistencia de los elementos solicitados a corte o a una combinación de corte y torsión se puede determinar satisfaciendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones y utilizando relaciones tensión-deformación verificadas empíricamente para la armadura y para el hormigón fisurado diagonalmente. Si es necesario considerar corte simultáneo en una segunda dirección, la investigación se deberá basar ya sea en los principios antes expuestos o bien en un modelo de bielas y tirantes tridimensional.

#### 5.8.3.2. Secciones próximas a los apoyos

Se deberán considerar los requisitos del Artículo 5.8.1.2.

Si la fuerza de reacción en la dirección del corte aplicado introduce compresión en la región extrema de un elemento, la ubicación de la sección crítica para corte se deberá tomar a una distancia igual a  $d_v$  a partir de la cara interna del apoyo como se ilustra en la Figura 5.8.3.2-1.



**Figura 5.8.3.2-1. Sección crítica para corte**

Caso contrario, la sección de diseño se deberá tomar en la cara interna del apoyo. Si un elemento tipo viga se extiende a ambos lados del área de reacción, la sección de diseño a cada lado de la reacción se deberá determinar en forma separada en base a las cargas a cada lado de la reacción y considerando si su respectiva contribución a la reacción total introduce tracción o compresión en la región extrema.

Para las vigas postesadas se deberá proveer armadura en la zona de anclaje como se especifica en el Artículo 5.10.9. Para las vigas pretensadas se deberá proveer una jaula de armadura que confine los extremos de los cordones como se especifica en el Artículo 5.10.10. Para las vigas no pretensadas soportadas por apoyos que introducen compresión en el elemento, solo se puede proveer armadura transversal mínima entre el borde interior de la placa de apoyo y el extremo de la viga.

Si la tensión de corte en la sección de diseño calculada de acuerdo con el Artículo 5.8.2.9 es mayor que  $0,18 \cdot f'_c$  y el elemento tipo viga no se construye integralmente con el apoyo, su región extrema se deberá diseñar utilizando el modelo de bielas y tirantes especificado en el Artículo 5.6.3.

### 5.8.3.3. Resistencia nominal al corte

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3-1)$$

$$V_n = 250 f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

siendo:

$$V_c = 83 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v, \text{ si se utilizan los procedimientos de los Artículos 5.8.3.4.1 o 5.8.3.4.2.} \quad (5.8.3.3-3)$$

$V_c$  = el menor valor entre  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$  si se utilizan los procedimientos del Artículo 5.8.3.4.3.

$$V_s = \frac{1000 A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

Cuando la armadura transversal consiste en una única barra longitudinal o un único grupo de barras longitudinales paralelas dobladas a la misma distancia del apoyo, la resistencia al corte que proporcionan estas barras se deberá determinar como:

$$V_s = 1000 A_v f_y \sin \alpha \leq 249 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.3-5)$$

donde:

- $b_v$  ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura  $d_v$ , como se determina en el Artículo 5.8.2.9, en m.
- $d_v$  altura de corte efectiva como se determina en el Artículo 5.8.2.9, en m.
- $s$  separación de la armadura transversal medida en una dirección paralela a la armadura longitudinal, en m.
- $\beta$  factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el Artículo 5.8.3.4.
- $\theta$  ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal como se determina en el Artículo 5.8.3.4 [°]; si se utilizan los procedimientos del Artículo 5.8.3.4.3,  $\cot \theta$  es como allí se define.
- $\alpha$  ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal [°].
- $A_v$  área de la armadura de corte en una distancia  $s$ , en m<sup>2</sup>.
- $V_p$  componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado;  $V_p = 0$  cuando se aplica el Artículo 5.8.3.4.3 [kN].

Si se utiliza armadura longitudinal doblada, solamente los tres cuartos centrales de la parte inclinada de la barra doblada se deberá considerar efectiva como armadura transversal.

Si para proveer resistencia al corte en una misma porción de un elemento se utiliza más de un tipo de armadura transversal, la resistencia al corte  $V_s$  se deberá determinar como la sumatoria de los valores de  $V_s$  calculados para cada tipo.

Si la resistencia al corte se proporciona por medio de armadura longitudinal doblada o de una combinación de armadura longitudinal doblada y estribos, la resistencia nominal al

corte se deberá determinar usando el procedimiento simplificado de acuerdo con el Artículo 5.8.3.4.1.

#### 5.8.3.4. Procedimiento para determinar la resistencia al corte

Para el diseño al corte se puede utilizar cualquiera de los tres métodos aquí identificados, siempre que se satisfagan todos los requisitos para la utilización del método seleccionado.

##### 5.8.3.4.1. Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas

Para las zapatas de hormigón en las cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara de la columna, pilar o tabique es menor que  $3 \cdot d_v$  con o sin armadura transversal, y para otras secciones de hormigón no pretensado no solicitadas a tracción axial y que contienen al menos la mínima cantidad de armadura transversal especificada en el Artículo 5.8.2.5, o que tienen una altura total menor que **0,40 m**, se pueden utilizar los siguientes valores:

$$\beta = 2,0$$

$$\theta = 45^\circ$$

##### 5.8.3.4.2. Procedimiento general

Los parámetros  $\beta$  y  $\theta$  se deben determinar mediante los siguientes requisitos. Para las secciones que contienen al menos la cantidad mínima de armadura transversal especificada en el Artículo 5.8.2.5, el valor de  $\beta$  se puede determinar mediante la Ecuación 5.8.3.4.2-1:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

Cuando las secciones no contienen al menos la cantidad mínima de armadura transversal, el valor de  $\beta$  puede ser como se especifica en la Ecuación 5.8.3.4.2-2:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1,3}{(1 + s_{xe})} \quad (5.8.3.4.2-2)$$

En ambos casos el valor de  $\theta$  puede ser como se especifica en la Ecuación 5.8.3.4.2-3:

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s \quad (5.8.3.4.2-3)$$

En las Ecuaciones 5.8.3.4.2-1 a 5.8.3.4.2-3,  $\varepsilon_s$  es la deformación específica neta por tracción longitudinal en la sección en el baricentro de la armadura de tracción, como se ilustra en las Figuras 5.8.3.4.2-1 y 5.8.3.4.2-2. En lugar de utilizar procedimientos más complejos,  $\varepsilon_s$  se puede determinar mediante la Ecuación 5.8.3.4.2-4:

$$\varepsilon_s = \frac{\left( \frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 N_u + |V_u - V_p| - 1000 A_{ps} f_{po} \right)}{1000 (E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (5.8.3.4.2-4)$$

El parámetro de separación de las fisuras,  $s_{xe}$ , se deberá determinar como:

$$s_{xe} = s_x \frac{0,035}{a_g + 0,016} \quad (5.8.3.4.2-5)$$

siendo:

$$0,30 \text{ m} \leq s_{xe} \leq 2,00 \text{ m}$$

donde:

- $A_c$  área del hormigón del lado del elemento traccionado por flexión, como se ilustra en la Figura 5.8.3.4.2-1, en  $\text{m}^2$ .
- $A_{ps}$  área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, como se ilustra en la Figura 5.8.3.4.2-1, en  $\text{m}^2$ .
- $A_s$  área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión en la sección considerada, como se ilustra en la Figura 5.8.3.4.2-1, en  $\text{m}^2$ .
- $a_g$  tamaño máximo de los agregados, en m.
- $f_{po}$  parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los cables de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los cables de pretensado y el hormigón que los rodea, en MPa. Para los niveles de pretensado habituales, un valor de  $0,7 \cdot f_{pu}$  será adecuado tanto para elementos pretesados como para elementos postesados.
- $N_u$  fuerza axial mayorada, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión, en kN.
- $|M_u|$  valor absoluto del momento mayorado, nunca menor que  $(V_u - V_p) d_v$ , en kN·m.
- $s_x$  el menor valor entre  $d_v$  o la máxima distancia entre capas de armadura longitudinal para limitar la fisuración, siendo el área de la armadura en cada capa no menor que  $0,003 \cdot b \cdot s_x$ , como se ilustra en la Figura 5.8.3.4.2-3, en m.
- $V_u$  fuerza de corte mayorada, en kN.

Dentro de la longitud de transferencia,  $f_{po}$  se deberá incrementar linealmente desde cero en la ubicación en la cual comienza la adherencia entre los cordones y el hormigón hasta su valor total al final de la longitud de transferencia.

El lado del elemento traccionado por flexión se debe tomar como la semialtura que contiene la zona traccionada por flexión, como se ilustra en la Figura 5.8.3.4.2-1.

Al utilizar las Ecuaciones 5.8.3.4.2-1 a 5.8.3.4.2-5 se deberán tener en cuenta las siguientes consideraciones:

$|M_u|$  no se debe tomar menor que  $(V_u - V_p) d_v$ .

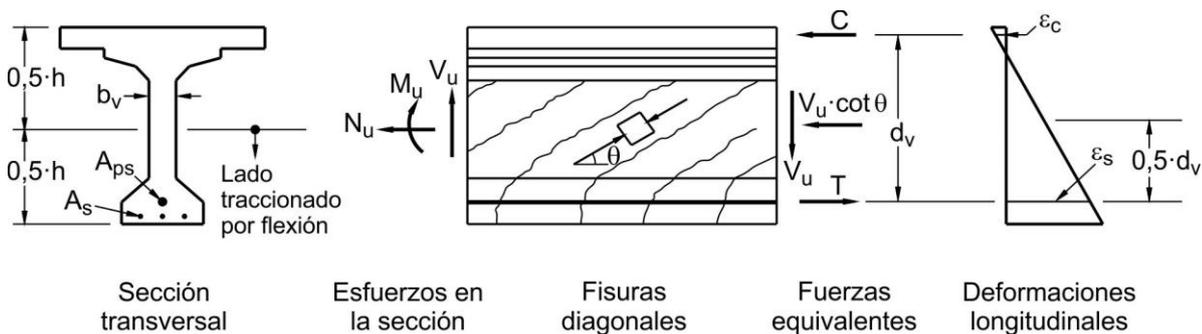
Al calcular  $A_s$  y  $A_{ps}$ , el área de las barras o cables que terminan a una distancia menor que su longitud de desarrollo de la sección considerada se debe reducir en proporción a su falta de desarrollo.

Si el valor de  $\epsilon_s$  calculado con la Ecuación 5.8.3.4.2-4 es negativo, dicho valor se debe tomar como cero o bien se debe recalculer reemplazando el denominador de la Ecuación 5.8.3.4.2-4 por  $(E_s A_s + E_p A_{ps} + E_c A_{ct})$ . No obstante,  $\epsilon_s$  no se debe tomar menor que  $-0,0004$ .

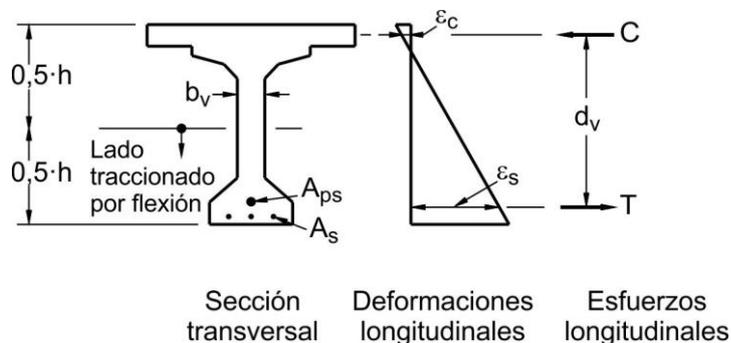
Para las secciones ubicadas a una distancia menor que  $d_v$  de la cara del apoyo, para evaluar  $\beta$  y  $\theta$  se puede utilizar el valor de  $\epsilon_s$  calculado a  $d_v$  de la cara del apoyo.

Si la tracción axial es lo suficientemente grande como para fisurar la cara comprimida de la sección, el valor calculado mediante la Ecuación 5.8.3.4.2-4 se debe duplicar.

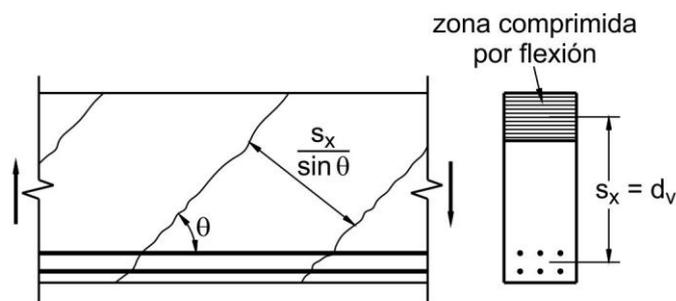
Está permitido determinar  $\beta$  y  $\theta$  mediante las Ecuaciones 5.8.3.4.2-1 a 5.8.3.4.2-3 usando un valor de  $\epsilon_s$  mayor que el calculado mediante la Ecuación 5.8.3.4.2-4. No obstante,  $\epsilon_s$  no se debe tomar mayor que  $0,006$ .



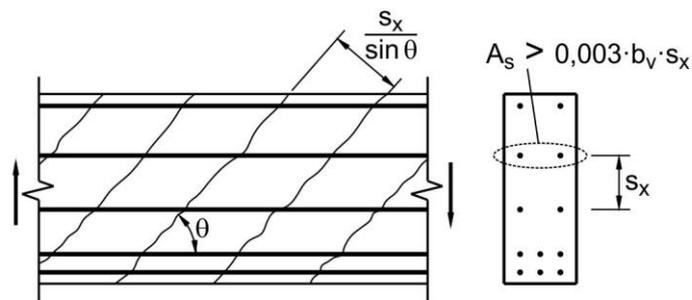
**Figura 5.8.3.4.2-1. Parámetros de corte para una sección que contiene al menos la cantidad mínima de armadura transversal,  $V_p = 0$**



**Figura 5.8.3.4.2-2. Deformación específica longitudinal,  $\epsilon_s$ , para secciones que contienen menos que la mínima cantidad de armadura transversal**



(a) Elemento sin armadura transversal y con armadura longitudinal concentrada



(b) Elemento sin armadura transversal pero con armadura longitudinal bien distribuida

**Figura 5.8.3.4.2-3. Definición del parámetro de separación de las fisuras,  $s_x$**

### 5.8.3.4.3. Procedimiento simplificado para secciones pretensadas y no pretensadas

Para las vigas de hormigón pretensadas y no pretensadas que no están sujetas a tracciones axiales significativas y que contienen al menos la cantidad mínima de armadura transversal especificada en el Artículo 5.8.2.5,  $V_n$  en el Artículo 5.8.3.3 se puede determinar tomando  $V_p$  como cero y  $V_c$  como el menor valor entre  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$ , donde:

$V_{ci}$  resistencia nominal al corte que provee el hormigón cuando se produce fisuración inclinada debido a la combinación de corte y momento, en kN.

$V_{cw}$  resistencia nominal al corte que provee el hormigón cuando se produce fisuración inclinada debido a la presencia de tensiones principales excesivas en el alma, en kN.

$V_{ci}$  se deberá determinar como:

$$V_{ci} = 53 \sqrt{f'_c} b_v d_v + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \geq 163 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.4.3-1)$$

donde:

$V_d$  fuerza de corte en la sección debido a la carga permanente no mayorada, incluye tanto **DC** como **DW**, en kN.

$V_i$  fuerza de corte mayorada en la sección debido a las cargas aplicadas externamente que ocurren simultáneamente con  $M_{max}$ , en kN.

$M_{cre}$  momento que provoca fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, en kN·m.

$M_{max}$  momento máximo mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, en kN·m.

$M_{cre}$  se deberá determinar como:

$$M_{cre} = S_c \left[ 1000 (f_r + f_{cpe}) - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right] \quad (5.8.3.4.3-2)$$

donde:

$f_{cpe}$  tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en MPa.

$M_{dnc}$  momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta, en kN·m.

$S_c$  módulo resistente para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m<sup>3</sup>.

$S_{nc}$  módulo resistente para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m<sup>3</sup>.

En la Ecuación 5.8.3.4.3-1,  $M_{max}$  y  $V_i$  se deberán determinar a partir de la combinación de cargas que provoque el máximo momento en la sección.

$V_{cw}$  se deberá determinar como:

$$V_{cw} = (158 \sqrt{f'_c} + 300 f_{pc}) b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.4.3-3)$$

donde:

$f_{pc}$  tensión de compresión en el hormigón (una vez que han ocurrido todas las pérdidas), ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, en MPa. En un elemento compuesto,  $f_{pc}$  es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección compuesta o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, provocada tanto por las tensiones de pretensado como por los momentos flectores que resiste el elemento prefabricado actuando por sí solo.

$V_s$  se deberá determinar usando la Ecuación 5.8.3.3-4, tomando  $\theta$  de la siguiente manera:

si:  $V_{ci} < V_{cw}$  :  $\cot \theta = 1,0$

si:  $V_{ci} > V_{cw}$  :  $\cot \theta = 1,0 + 1,143 \frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}} \leq 1,8$  (5.8.3.4.3-4)

### 5.8.3.5. Armadura longitudinal

En todas las secciones la capacidad de tracción de la armadura longitudinal, del lado del elemento traccionado por flexión, se deberá dimensionar de manera que satisfaga la siguiente condición:

$$1000 \left( A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \right) \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0,5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left( \left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0,5 V_s \right) \cot \theta$$

(5.8.3.5-1)

donde:

$V_s$  resistencia al corte proporcionada por la armadura transversal en la sección analizada de acuerdo con la Ecuación 5.8.3.3-4, excepto que  $V_s$  nunca se deberá tomar mayor que  $V_u/\phi$ , en kN.

$\phi$  ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal utilizado para determinar la resistencia nominal al corte de la sección analizada de acuerdo con el Artículo 5.8.3.4 [°]; si se utilizan los procedimientos del Artículo 5.8.3.4.3,  $\cot \theta$  es como aquí se define.

$\phi_f \phi_v \phi_c$  factores de resistencia tomados del Artículo 5.5.4.2 para momento, corte y resistencia axial, según corresponda.

No es necesario que el área de armadura longitudinal del lado traccionado del elemento solicitado a flexión sea mayor que el área requerida para resistir solamente el máximo momento. Este requisito se aplica cuando la fuerza de reacción o la carga introduce compresión directa en la cara comprimida del elemento flexionado.

La Ecuación 5.8.3.5-1 se deberá evaluar donde las vigas simplemente apoyadas se hacen continuas para las sobrecargas. La Ecuación 5.8.3.5-1 se deberá reevaluar donde la armadura longitudinal es discontinua.

En el borde interior del área de apoyo de los extremos correspondientes a apoyos simples de la sección crítica para corte, la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión deberá satisfacer lo siguiente:

$$1000 \left( A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \right) \geq \left( \frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 V_s - V_p \right) \cot \theta$$

(5.8.3.5-2)

Las Ecuaciones 5.8.3.5-1 y 5.8.3.5-2 se aplican a secciones que no están sujetas a torsión. Cualquier falta de anclaje deberá ser tomada en cuenta.

### 5.8.3.6. Secciones solicitadas a combinaciones de corte y torsión

#### 5.8.3.6.1. Armadura transversal

La armadura transversal no deberá ser menor que la sumatoria de la armadura requerida para corte, según lo especificado en el Artículo 5.8.3.3, más la armadura requerida para la torsión simultánea, según lo especificado en los Artículos 5.8.2.1 y 5.8.3.6.2.

#### 5.8.3.6.2. Resistencia a la torsión

La resistencia nominal a la torsión se deberá tomar como:

$$T_n = \frac{2000 A_o A_t f_y \cot \theta}{s} \quad (5.8.3.6.2-1)$$

donde:

- $A_o$  área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera en la misma, en m<sup>2</sup>.
- $A_t$  área de una rama de la armadura transversal de torsión cerrada en los elementos macizos, o área total de armadura transversal de torsión en el alma exterior de los elementos tipo célula, en m<sup>2</sup>.
- $\theta$  ángulo de fisuración determinado de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.8.3.4 con las modificaciones para las expresiones de  $v$  y  $V_u$  aquí especificadas [°].

#### 5.8.3.6.3. Armadura longitudinal

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.8.3.5 según las modificaciones aquí especificadas para incluir la torsión.

La armadura longitudinal de las secciones macizas se deberá dimensionar de manera de satisfacer la Ecuación 5.8.3.6.3-1:

$$1000 (A_{ps} f_{ps} + A_s f_y) \geq \frac{|M_u|}{\phi d_v} + 0,5 \frac{N_u}{\phi} + \dots + \cot \theta \sqrt{\left( \left| \frac{V_u}{\phi} - V_p \right| - 0,5 V_s \right)^2 + \left( \frac{0,45 p_h T_u}{2 A_o \phi} \right)^2} \quad (5.8.3.6.3-1)$$

En las secciones tipo cajón, la armadura longitudinal para torsión adicional a la requerida para flexión no deberá ser menor que:

$$A_\ell = \frac{T_n p_h}{2000 A_o f_y} \quad (5.8.3.6.3-2)$$

donde:

$p_h$       perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada, en m.

#### 5.8.4. Transferencia de corte en las interfaces – Corte por fricción

##### 5.8.4.1. Requisitos generales

Se deberá considerar la transferencia de corte en la interfaz en los planos dados por:

- Una fisura existente o potencial,
- Una interfaz entre diferentes materiales,
- Una interfaz entre dos hormigones colados en diferentes momentos, o
- La interfaz entre diferentes elementos de la sección transversal.

La armadura para el corte en las interfaces puede consistir en barras individuales, estribos de múltiples ramas o mallas de alambre soldadas.

Para poder desarrollar la tensión de fluencia de diseño, toda la armadura presente donde se ha de considerar la transferencia de corte en una interfaz deberá estar totalmente anclada a ambos lados de dicha interfaz mediante embebimiento, ganchos o métodos mecánicos tales como pernos con cabeza o soldadura.

Se deberá satisfacer el área mínima de armadura de corte en la interfaz especificada en el Artículo 5.8.4.4.

La resistencia minorada al corte en la interfaz,  $V_{ri}$ , se deberá tomar como:

$$V_{ri} = \phi V_{ni} \quad (5.8.4.1-1)$$

y el diseño deberá satisfacer:

$$V_{ri} \geq V_{ui} \quad (5.8.4.1-2)$$

donde:

$V_{ni}$       resistencia al corte nominal en la interfaz, en kN.

$V_{ui}$       fuerza de corte mayorada en la interfaz debida a la carga permanente total en base a la resistencia aplicable y a las combinaciones de cargas correspondientes a eventos extremos de la Tabla 3.4.1.1, en kN, y

$\phi$       factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2.1. En aquellos casos en los cuales los hormigones a ambos lados de una interfaz tienen diferentes pesos unitarios se deberá utilizar el menor de los dos valores de  $\phi$ .

La resistencia nominal al corte del plano de interfaz se deberá tomar como:

$$V_{ni} = 1000 c A_{cv} + \mu (1000 A_{vf} f_y + P_c) \quad (5.8.4.1-3)$$

La resistencia nominal al corte,  $V_{ni}$ , utilizada en el diseño no deberá ser mayor que el menor valor entre los siguientes:

$$V_{ni} \leq 1000 K_1 f'_c A_{cv} \quad (5.8.4.1-4)$$

o bien

$$V_{ni} \leq 1000 K_2 A_{cv} \quad (5.8.4.1-5)$$

siendo:

$$A_{cv} = b_{vi} L_{vi} \quad (5.8.4.1-6)$$

donde:

- $A_{cv}$  área del hormigón que se considera participa en la transferencia de corte en la interfaz, en  $m^2$ .
- $A_{vf}$  área de la armadura de corte que atraviesa el plano de corte dentro del área  $A_{cv}$ , en  $m^2$ .
- $b_{vi}$  ancho de la interfaz que se considera participa en la transferencia de corte en m.
- $L_{vi}$  longitud de la interfaz que se considera participa en la transferencia de corte, en m.
- $c$  factor de cohesión especificado en el Artículo 5.8.4.3, en MPa.
- $\mu$  coeficiente de fricción especificado en el Artículo 5.8.4.3, adimensional.
- $f_y$  tensión de fluencia de la armadura, pero el valor de diseño no debe ser mayor que **420**, en MPa.
- $P_c$  fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte; si la fuerza es de tracción  $P_c = 0,0$ , en kN.
- $f'_c$  resistencia especificada a **28 días** del hormigón más débil a cualquier lado de la interfaz, en MPa.
- $K_1$  fracción de la resistencia del hormigón disponible para resistir el corte en la interfaz, tal como se especifica en el Artículo 5.8.4.3.
- $K_2$  resistencia al corte en la interfaz limitante especificada en el Artículo 5.8.4.3, en MPa.

#### 5.8.4.2. Cálculo de la fuerza de corte mayorada en la interfaz, $V_{ui}$ , para puentes de vigas/losa

Considerando un diagrama de cuerpo libre y utilizando el valor de una envolvente conservadora de  $V_{u1}$ , la tensión de corte mayorada en la interfaz,  $v_{ui}$  [kN/m<sup>2</sup>], para un puente de vigas/losa de hormigón se puede determinar de la siguiente manera:

$$v_{ui} = \frac{V_{u1}}{b_{vi} d_v} \quad (5.8.4.2-1)$$

donde:

$d_v$  distancia entre el baricentro del acero de tracción y la mitad del espesor de la losa para calcular una tensión de corte mayorada en la interfaz

La fuerza de corte mayorada en la interfaz para un puente de vigas/losa de hormigón, en kN/m, se puede determinar de la siguiente manera:

$$V_{ui} = v_{ui} A_{cv} = v_{ui} 1,0 b_{vi} \quad (5.8.4.2-2)$$

Si la fuerza neta en el plano de corte de la interfaz,  $P_c$ , es de tracción se deberá proveer armadura adicional,  $A_{vpc}$ , de la siguiente manera:

$$A_{vpc} = \frac{P_c}{1000 \phi f_y} \quad (5.8.4.2-3)$$

En las vigas, la separación longitudinal de las filas de barras de armadura de transferencia de corte en la interfaz no deberá ser mayor que **0,60 m**.

### 5.8.4.3. Factores de cohesión y fricción

Para el coeficiente de cohesión,  $c$ , y el coeficiente de fricción,  $\mu$ , se deberán tomar los siguientes valores:

- (a) Para las losas de hormigón colado in situ sobre superficies de vigas de hormigón limpias, libres de lechada y a las cuales se les ha introducido una rugosidad de **0,006 m** de amplitud:

$$\begin{aligned} c &= 2 \text{ MPa} \\ \mu &= 1,0 \\ K_1 &= 0,3 \\ K_2 &= 12 \text{ MPa} \quad \text{para el hormigón de peso normal} \\ &= 9 \text{ MPa} \quad \text{para el hormigón liviano} \end{aligned}$$

- (b) Para el hormigón de peso normal colocado de forma monolítica:

$$\begin{aligned} c &= 3 \text{ MPa} \\ \mu &= 1,4 \\ K_1 &= 0,25 \\ K_2 &= 10 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- (c) Para el hormigón liviano colocado de forma monolítica o no monolítica contra una superficie de hormigón limpia, libre de lechada y a las cuales se les ha introducido una rugosidad de **0,006 m** de amplitud:

$$\begin{aligned}c &= 1,7 \text{ MPa} \\ \mu &= 1,0 \\ K_1 &= 0,25 \\ K_2 &= 7 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- (d) Para el hormigón de peso normal colocado contra una superficie de hormigón limpia, libre de lechada y a las cuales se les ha introducido una rugosidad de **0,006 m** de amplitud:

$$\begin{aligned}c &= 1,7 \text{ MPa} \\ \mu &= 1,0 \\ K_1 &= 0,25 \\ K_2 &= 10 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- (e) Para el hormigón colocado contra una superficie de hormigón limpia, libre de lechada pero a la cual no se le ha introducido una rugosidad intencional:

$$\begin{aligned}c &= 0,5 \text{ MPa} \\ \mu &= 0,6 \\ K_1 &= 0,2 \\ K_2 &= 6 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- (f) Para el hormigón anclado a acero estructural laminado sin tratamiento adicional mediante pernos con cabeza o barras de armadura cuando todo el acero en contacto con el hormigón está limpio y libre de pintura:

$$\begin{aligned}c &= 0,17 \text{ MPa} \\ \mu &= 0,7 \\ K_1 &= 0,2 \\ K_2 &= 6 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- (g) Para las ménsulas, cartelas y resaltos horizontales, el factor de cohesión, **c**, se deberá tomar igual a **0,0**.

#### 5.8.4.4. Área mínima de armadura de corte en la interfaz

A menos que se especifique lo contrario, el área de la sección transversal de la armadura de corte en la interfaz,  $A_{vf}$ , que atraviesa el área de la interfaz,  $A_{cv}$ , deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{vf} \geq \frac{0,345 A_{cv}}{f_y} \quad (5.8.4.4-1)$$

Para las losas hormigonadas in situ sobre superficies de vigas de hormigón limpias y libres de lechada, se deberán aplicar los siguientes requisitos:

- No es necesario que la mínima armadura de corte en la interfaz,  $A_{vf}$ , sea mayor que el menor valor entre la cantidad determinada usando la Ecuación 5.8.4.4-1 o la

cantidad necesaria para resistir  $1,33 \cdot V_{ui}/\phi$  según lo determinado usando la Ecuación 5.8.4.1-3.

- Los requisitos sobre armadura mínima aquí especificados se podrán obviar en el caso de las interfaces vigas/losa a cuyas superficies se les haya introducido una rugosidad de **6 mm** de amplitud cuando la tensión de corte,  $v_{ui}$  de la Ecuación 5.8.4.2-1, es menor que **1,5 MPa**, y toda la armadura de corte vertical (transversal) requerida por los requisitos del Artículo 5.8.2.5 se prolonga a través de la interfaz y se ancla adecuadamente en la losa.

### **5.8.5. Tensiones principales en las almas de los puentes de hormigón contruidos por dovelas**

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a todos los tipos de puentes de hormigón contruidos por dovelas con cables internos y/o externos.

La tensión principal de tracción que provocan la tensión axial residual a largo plazo y el máximo corte y/o el máximo corte combinado con el corte por torsión en el eje neutro del alma crítica no deberá ser mayor que el límite de tracción indicado en la Tabla 5.9.4.2.2-1 para el Estado Límite de Servicio **III** del Artículo 3.4.1 en todas las etapas de la vida de servicio de la estructura, excluyendo aquellas correspondientes a la construcción. Al investigar las tensiones principales durante la construcción se aplicarán las tensiones de tracción límites de la Tabla 5.14.2.3.3-1.

La tensión principal se deberá determinar usando la teoría clásica de vigas y los principios del círculo de Mohr. Para estos cálculos, el ancho del alma se deberá medir de forma perpendicular al plano del alma.

Al calcular la tensión principal se deberá considerar la tensión de compresión debida a los cables verticales provistos en el alma. La componente vertical de la fuerza de los cables longitudinales de trayectoria curva se deberá considerar como una reducción de la fuerza de corte debida a las cargas aplicadas.

La verificación de las tensiones principales deberá incluir las tensiones locales que se producen en las almas debido al anclaje de los cables, tal como se describe en el Artículo 5.10.9.2.

Al calcular la tensión principal en las almas se pueden despreciar las tensiones de flexión transversal locales debidas a la flexión fuera del plano de la propia alma en la sección crítica.

### **5.8.6. Corte y torsión para puentes de vigas tipo cajón contruidos por dovelas**

#### **5.8.6.1. Requisitos generales**

Cuando sea razonable suponer que luego de la carga las secciones planas permanecerán planas, para el diseño a corte y torsión de los puentes de vigas tipo cajón de hormigón postesado contruidos por dovelas se deberán utilizar los requisitos que aquí se presentan en lugar de los requisitos del Artículo 5.8.3.

Se podrán aplicar los requisitos aplicables de los Artículos 5.8.1, 5.8.2, 5.8.4 y 5.8.5, con las modificaciones aquí especificadas.

Las regiones de discontinuidad (donde no se aplica la hipótesis de las secciones planas de la teoría de la flexión) se deberán diseñar usando los requisitos del Artículo 5.8.6.2 y el enfoque basado en un modelo de bielas y tirantes del Artículo 5.6.3. En las regiones de discontinuidad especial como por ejemplo vigas, ménsulas y cartelas de gran altura, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.13.2, según corresponda.

Se deberán tomar en cuenta los efectos de cualquier abertura o vaina presente en los elementos. Al determinar el espesor efectivo del alma o del ala,  $b_e$ , en la ubicación de

dichas vainas los diámetros de las vainas no rellenas o la mitad de los diámetros de las vainas rellenas se deberán restar del espesor del alma o el ala.

Los valores de  $\sqrt{f'_c}$  utilizados en cualquier parte del Artículo 5.8.6 no deberán ser mayores que **8,3 MPa**.

La tensión de fluencia de la armadura de corte transversal o torsión deberá satisfacer el Artículo 5.8.2.8.

### 5.8.6.2. Cargas

El diseño para corte y torsión se deberá realizar para las combinaciones de cargas en estado límite de resistencia definidas en el Artículo 3.4.1.

La componente de corte de la fuerza de pretensado longitudinal efectiva primaria que actúa en la dirección del corte aplicado que se está analizando,  $V_p$ , se deberá sumar a la sollicitación con un factor de carga igual a **1,0**.

Los efectos de corte secundario del pretensado se deberán incluir en la carga **PS** definida en el Artículo 3.3.2.

Solo se deberá considerar que la componente vertical de los cables inclinados reduce el corte aplicado sobre las almas en el caso de los cables anclados o totalmente anclados mediante anclajes, desviadores o vainas internas ubicadas en el tercio superior o inferior de las almas.

Los efectos de los momentos torsores mayorados,  $T_u$ , se deberán considerar en el diseño cuando su magnitud sea mayor que el valor especificado en el Artículo 5.8.6.3.

En una estructura estáticamente indeterminada en la cual luego de la fisuración se puede producir una reducción significativa del momento torsor debido a la redistribución de las fuerzas internas, el momento torsor mayorado aplicado en una sección,  $T_u$ , se puede reducir a  $\phi T_{cr}$ , siempre que los momentos y fuerzas en el elemento y en los elementos contiguos se ajusten para tomar en cuenta la redistribución.

donde:

$T_u$  momento torsor mayorado, en kN·m.

$T_{cr}$  momento de fisuración por torsión calculado usando la Ecuación 5.8.6.3-2, en kN·m.

$\phi$  factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2

En lugar de realizar un análisis más refinado, se puede suponer que la carga de torsión de una losa está distribuida linealmente a lo largo del elemento.

### 5.8.6.3. Regiones que requieren considerar los efectos torsionales

Para el hormigón de peso normal, los efectos torsionales se deberán investigar cuando:

$$T_u > \frac{1}{3} \phi T_{cr} \quad (5.8.6.3-1)$$

siendo:

$$T_{cr} = 166 K \sqrt{f'_c} 2 A_o b_e \quad (5.8.6.3-2)$$

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,166 \sqrt{f'_c}}} \leq 2,0 \quad (5.8.6.3-3)$$

donde:

- $T_u$  momento torsor mayorado, en kN·m.
- $T_{cr}$  momento de fisuración por torsión, en kN·m.
- $K$  la variable de tensión  $K$  no se deberá tomar mayor que **1,0** para ninguna sección en la cual la tensión en la fibra extrema traccionada, calculada en base a las propiedades de la sección bruta y debida a la carga mayorada y la fuerza efectiva de pretensado luego de las pérdidas sea mayor que  $0,50 \sqrt{f'_c}$  de tracción.
- $A_o$  área encerrada por el recorrido del flujo de corte de una sección tipo cajón cerrado, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera, en m<sup>2</sup>.
- $b_e$  ancho efectivo del recorrido del flujo de corte, pero nunca mayor que el mínimo espesor de las almas o alas que comprende la sección tipo cajón cerrado, en m.  $b_e$  se deberá ajustar para tomar en cuenta la presencia de vainas como se especifica en el Artículo 5.8.6.1.
- $p_c$  longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón, en m.
- $f_{pc}$  tensión de compresión en el hormigón no mayorada una vez que han ocurrido todas las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste las cargas transitorias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, en MPa.
- $\phi$  factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2.

En lugar de realizar un análisis más refinado,  $b_e$  se puede tomar como  $A_{cp}/p_c$ , donde  $A_{cp}$  es el área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal y  $p_c$  es el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón.

Al calcular  $K$  para una sección solicitada por una fuerza axial mayorada,  $N_u$ ,  $f_{pc}$  se deberá reemplazar por  $(f_{pc} - N_u/A_g)$ .  $N_u$  se deberá tomar como un valor positivo si la fuerza axial es de tracción y negativo si es de compresión.

#### 5.8.6.4. Armadura de torsión

Cuando de acuerdo con el Artículo 5.8.6.3 sea necesario considerar los efectos torsionales, se deberá proveer armadura de torsión tal como aquí se especifica. Esta armadura deberá ser adicional a la requerida para resistir el corte mayorado, tal como se especifica en el Artículo 5.8.6.5, la flexión y las fuerzas axiales que pudieran actuar simultáneamente con la torsión.

La armadura longitudinal y transversal requerida para torsión deberá satisfacer la siguiente condición:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (5.8.6.4-1)$$

La resistencia nominal a la torsión de la armadura transversal se deberá basar en un modelo de reticulado con diagonales a **45 grados** y se deberá calcular como:

$$T_n = \frac{2000 A_o A_v f_y}{s} \quad (5.8.6.4-2)$$

La mínima armadura longitudinal adicional para torsión,  $A_\ell$ , deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_\ell \geq \frac{T_u p_h}{2000 \phi A_o f_y} \quad (5.8.6.4-3)$$

donde:

- $A_v$  área de armadura transversal de corte, en m<sup>2</sup>.
- $A_\ell$  área total de armadura longitudinal de torsión en el alma exterior de la viga tipo cajón, en m<sup>2</sup>.
- $T_u$  momento torsor aplicado mayorado, en kN·m.
- $p_h$  perímetro del polígono definido por los baricentros de las cuerdas longitudinales del reticulado espacial que resiste torsión.  $p_h$  se puede tomar como el perímetro del eje de los estribos cerrados más externos, en m.
- $A_o$  área encerrada por el recorrido del flujo de corte de una sección tipo cajón cerrado, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera, en m<sup>2</sup>.
- $f_y$  tensión de fluencia de la armadura longitudinal adicional, en MPa.
- $\phi$  factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2

$A_\ell$  se deberá distribuir alrededor del perímetro de los estribos cerrados de acuerdo con el Artículo 5.8.6.6.

Sujeto a los requisitos de armadura mínima especificados en el Artículo 5.8.6.6, el área de armadura longitudinal de torsión adicional en la zona de compresión por flexión se puede reducir una cantidad igual a:

$$\frac{M_u}{900 d_e f_y} \quad (5.8.6.4-4)$$

donde:

- $M_u$  momento mayorado que actúa en la sección simultáneamente con  $T_u$ , en kN·m.

- $d_e$  altura efectiva desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de tracción, en m.
- $f_y$  tensión de fluencia mínima especificada de las barras de armadura, en MPa.

#### 5.8.6.5. Resistencia nominal al corte

En lugar de los requisitos del Artículo 5.8.3, los requisitos aquí especificados se deberán usar para determinar la resistencia al corte nominal de las vigas tipo cajón de hormigón postesado en las regiones donde sea razonable suponer que las secciones planas permanecerán planas luego de la aplicación de las cargas.

Se deberá proveer armadura transversal cuando  $V_u > 0,50 \cdot \phi \cdot V_c$ , donde  $V_c$  se calcula mediante la Ecuación 5.8.6.5-4.

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , se deberá determinar como el menor de los siguientes valores:

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.8.6.5-1)$$

$$V_n = 1000 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.6.5-2)$$

y, cuando de acuerdo con el Artículo 5.8.6.2 sea necesario considerar los efectos de la torsión, las dimensiones de la sección transversal deberán ser tales que:

$$V_c = 166 K \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.6.5-3)$$

siendo:

$$V_s = \frac{1000 A_v f_y d_v}{s} \quad (5.8.6.5-4)$$

$$\left( \frac{V_u}{b_v d_v} \right) + \left( \frac{T_u}{2 A_o b_e} \right) \leq 1245 \sqrt{f'_c} \quad (5.8.6.5-5)$$

donde:

- $b_v$  ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura  $d_v$  como se determina en el Artículo 5.8.6.1, en m.
- $d_v$   $0,8 \cdot h$  o distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de pretensado, cualquiera sea el valor que resulte mayor, en m.
- $s$  separación de los estribos, en m.
- $K$  variable de tensión calculada de acuerdo con el Artículo 5.8.6.3.
- $A_v$  área de armadura de corte en una distancia  $s$ , en  $m^2$ .
- $V_u$  corte de diseño mayorado, incluyendo cualquier componente normal de la fuerza de pretensado primaria, en kN.

- $T_u$  momento torsor aplicado mayorado, en kN·m.
- $A_o$  área encerrada por el recorrido del flujo de corte de una sección tipo cajón cerrado, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera, en m<sup>2</sup>.
- $b_e$  ancho efectivo del recorrido del flujo de corte de los elementos que componen el modelo de reticulado espacial que resiste la torsión calculada de acuerdo con el Artículo 5.8.6.3, en m.
- $\phi$  factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2.

La resistencia nominal minorada al corte,  $\phi \cdot V_n$ , deberá ser mayor o igual que  $V_u$ . El corte aplicado mayorado,  $V_u$ , en las regiones próximas a los apoyos se puede calcular a una distancia  $h/2$  del apoyo cuando la reacción del apoyo, en la dirección del corte aplicado, introduce compresión en la región de apoyo del elemento y no hay ninguna carga concentrada a una distancia menor o igual que  $h$  de la cara del apoyo.

#### 5.8.6.6. Detalles de la armadura

Además de los requisitos aquí especificados, para las vigas tipo cajón de hormigón postesado construidas por dovelas también se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 5.10 y 5.11, según corresponda.

En cualquier lugar de la sección transversal donde la tracción axial debida a la torsión y la flexión sea mayor que la compresión axial debida al pretensado y la flexión, para contrarrestar la tracción se deberán colocar cables suplementarios o armadura longitudinal localizada que sea continua a través de las uniones entre dovelas.

Si se agregan cables suplementarios, éstos deberán estar ubicados de manera que provean compresión alrededor del perímetro de la sección tipo cajón cerrado.

Si se agrega armadura longitudinal localizada, las barras se deberán distribuir alrededor del perímetro que forman los estribos cerrados. La separación de las barras sobre el perímetro no deberá ser mayor que **0,45 m**. Se deberá colocar al menos una barra longitudinal en cada esquina de los estribos. El diámetro mínimo de las barras colocadas en las esquinas será de **1/24** de la separación de los estribos, pero nunca menor que una barra  **$d_b 16$** .

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación permitida,  $s_{max}$ , determinada de la siguiente manera:

$$\text{Si: } v_u < 0,50 \sqrt{f'_c} \text{ , entonces: } s_{max} = 0,8 d \leq 0,90 \text{ m} \quad (5.8.6.6-1)$$

$$\text{Si: } v_u \geq 0,50 \sqrt{f'_c} \text{ , entonces: } s_{max} = 0,4 d \leq 0,45 \text{ m} \quad (5.8.6.6-2)$$

donde:

- $v_u$  tensión de corte calculada de acuerdo con la Ecuación 5.8.6.5-5, en MPa.
- $d_v$  altura efectiva de corte como se define en el Artículo 5.8.6.5, en m.

Se deberá proveer armadura transversal para corte y torsión en una distancia al menos igual a  $h/2$  más allá del punto hasta el cual teóricamente es necesaria.

Se deberá proveer armadura para transferencia del corte en las interfaces como se especifica en el Artículo 5.8.4.

## **5.9. PRETENSADO**

### **5.9.1. Consideraciones generales de diseño**

#### **5.9.1.1. Requisitos generales**

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a los elementos estructurales de hormigón armados con cualquier combinación de cables de pretensado y barras de armadura convencional actuando conjuntamente para resistir solicitaciones comunes. Los elementos estructurales pretensados se deberán diseñar tanto para la fuerza de pretensado inicial como para la fuerza de pretensado final. Deberán satisfacer los requisitos en los estados límite de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo, según se especifica en el Artículo 5.5, y de acuerdo con las hipótesis indicadas en los Artículos 5.6, 5.7 y 5.8.

Se pueden utilizar cables o barras de armadura no tesados en combinación con cables tesados, siempre que se demuestre que el comportamiento de la estructura satisface todos los estados límite y los requisitos de los Artículos 5.4 y 5.6.

Los límites para las tensiones de compresión, especificados en el Artículo 5.9.4, se deberán utilizar para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la Tabla 3.4.1-1, a excepción de la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio **III**, la cual no se aplicará a la investigación de la compresión.

Los límites para las tensiones de tracción, especificados en el Artículo 5.9.4, se deberán utilizar para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la Tabla 3.4.1-1. La Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio **III** se deberá aplicar al investigar la tracción bajo sobrecarga.

#### **5.9.1.2. Resistencias especificadas del hormigón**

En las especificaciones técnicas se deberán identificar las resistencias especificadas,  $f'_c$  y  $f'_{ci}$ , para cada elemento. Los límites de tensión relacionados con las resistencias especificadas deberán ser como se especifica en el Artículo 5.9.4.

La resistencia del hormigón en el momento de la transferencia deberá ser adecuada para satisfacer los requisitos de los anclajes o de transferencia por adherencia, así como para satisfacer los requisitos de flecha o contraflecha.

#### **5.9.1.3. Pandeo**

Se deberá investigar el pandeo de un elemento entre puntos de contacto entre el hormigón y los cables, el pandeo durante las operaciones de manipulación y montaje, y el pandeo de las almas y alas delgadas.

#### **5.9.1.4. Propiedades de las secciones**

Para determinar las propiedades de las secciones antes de la adherencia de los cables de postesado, se deberán considerar los efectos de la pérdida de área debida a la presencia de vainas abiertas.

Luego de la adherencia de los cables, tanto para elementos pretensados como para elementos postesados, las propiedades de las secciones se pueden basar ya sea en la sección bruta o en la sección transformada.

### 5.9.1.5. Limitación de la fisuración

Si se permite fisuración bajo cargas de servicio, el ancho de fisura, la fatiga de la armadura y la corrosión se deberán investigar de acuerdo con los requisitos los Artículos 5.5, 5.6 y 5.7.

### 5.9.1.6. Cables curvos o con puntos de quiebre

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.4.6 sobre curvatura de las vainas.

Para investigar las concentraciones de tensiones que provocan los cambios de dirección de los cables de pretensado se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.10.4.

En el caso de cables en vainas de trayectoria curva, que no son nominalmente rectas, al determinar la excentricidad se deberá considerar la diferencia entre el centro de gravedad del cable y el centro de gravedad de la vaina.

Para las almas de puentes de viga curva tipo cajón postensada se debe aplicar los requisitos del Artículo 5.8.1.5.

## 5.9.2. Tensiones debidas a deformaciones impuestas

Se deberá investigar cómo las deformaciones elásticas e inelásticas provocadas por el pretensado afectan a los elementos contiguos de la estructura. Las fuerzas de restricción producidas en los elementos estructurales contiguos se pueden reducir por los efectos de la fluencia lenta.

En los pórticos monolíticos, las solicitaciones en columnas y pilares provocadas por el pretensado de la superestructura se pueden basar en el acortamiento elástico inicial.

En los pórticos monolíticos convencionales, cualquier aumento de los momentos de columna debido al acortamiento por fluencia lenta a largo plazo de la superestructura pretensada se considera compensado por la relajación simultánea de los momentos por deformación en las columnas debida a la fluencia lenta del hormigón.

La reducción de las fuerzas de restricción en otros elementos de una estructura debida al pretensado de un elemento se puede tomar como:

- Para deformaciones impuestas instantáneamente

$$F' = F \left( 1 - e^{-\psi(t, t_i)} \right) \quad (5.9.2-1)$$

o bien

- Para deformaciones impuestas lentamente

$$F' = \frac{F \left( 1 - e^{-\psi(t, t_i)} \right)}{\psi(t, t_i)} \quad (5.9.2-2)$$

donde:

**F** solicitación determinada utilizando el módulo de elasticidad del hormigón en el momento de aplicación de la carga, en kN.

**F'** solicitación reducida, en kN.

**$\psi(t, t_i)$**  coeficiente de fluencia lenta en el tiempo **t** para carga aplicada en el tiempo **t<sub>i</sub>** como se especifica en el Artículo 5.4.2.3.2.

e base de los logaritmos neperianos

### 5.9.3. Límites para la tensión en los cables de pretensado

La tensión en los cables debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- Los valores especificados en la Tabla 5.9.3-1, o
- Los valores recomendados por el fabricante de los cables o anclajes.

La tensión en los cables en los estados límite de resistencia y evento extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla 5.4.4.1-1.

**Tabla 5.9.3-1. Límites de tensión para los cables de pretensado**

Condición	Tipo de Cable		
	Cordones aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cordones de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
<b>Pretesado</b>			
Inmediatamente antes de la transferencia ( $f_{pbt}$ )	0,70 $f_{pu}$	0,75 $f_{pu}$	–
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas ( $f_{pe}$ )	0,80 $f_{py}$	0,80 $f_{py}$	0,80 $f_{py}$
<b>Postesado</b>			
Antes del acuñaamiento, se puede permitir $f_{pbt}$ a corto plazo	0,90 $f_{py}$	0,90 $f_{py}$	0,90 $f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuñaamiento de los anclajes	0,70 $f_{pu}$	0,70 $f_{pu}$	0,70 $f_{pu}$
En otras secciones del elemento alejadas de los anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuñaamiento de los anclajes	0,70 $f_{pu}$	0,74 $f_{pu}$	0,70 $f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas ( $f_{pe}$ )	0,80 $f_{py}$	0,80 $f_{py}$	0,80 $f_{py}$

### 5.9.4. Límites para la tensión en el hormigón

#### 5.9.4.1. Para tensiones temporarias antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

##### 5.9.4.1.1. Tensiones de compresión

El límite para la tensión de compresión en los elementos de hormigón pretesado y postesado, incluyendo los puentes construidos por dovelas, será de  $0,60 \cdot f'_{ci}$ , en MPa.

### 5.9.4.1.2. Tensiones de tracción

Para las tensiones de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la Tabla 5.9.4.1.2-1.

**Tabla 5.9.4.1.2-1. Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados**

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por dovelas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente</li> </ul>	N/A
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de <b>0,5·f<sub>y</sub></b>, no mayor que <b>207 MPa</b></li> </ul>	$0,63 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para tensiones de manipulación en pilotes pretensados</li> </ul>	$0,415 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]

**Tabla 5.9.4.1.2-1 (Cont.). Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados**

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Puentes construidos por dovelas	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de <b>0,5·f<sub>y</sub></b> ; con cables internos o cables externos</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$ tracción máxima [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Uniones sin armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones</li> </ul>	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para cualquier tipo de unión</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	Tensiones en otras áreas	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para áreas sin armadura adherente no pretensada</li> </ul>	Tracción nula
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de <b>0,5·f<sub>y</sub></b>, no mayor que <b>207 MPa</b></li> </ul>	$0,50 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	Tensión principal de tracción en el eje neutro del alma	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Todos los tipos de puentes de hormigón construidos por dovelas con cables internos y/o externos, a menos que el Propietario imponga otros criterios para las estructuras críticas</li> </ul>	$0,29 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]	

**5.9.4.2. Para tensiones en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados**

**5.9.4.2.1. Tensiones de compresión**

La compresión se deberá investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I especificada en la Tabla 3.4.1-1. Se aplicarán los límites indicados en la Tabla 5.9.4.2.1-1.

El factor de reducción,  $\phi_w$ , se deberá tomar igual a **1,0** cuando las relaciones de esbeltez de las almas y alas, calculadas de acuerdo con el Artículo 5.7.4.7.1, son menores o iguales que **15**. Si la relación de esbeltez del alma o del ala es mayor que **15**, el factor de reducción,  $\phi_w$ , se deberá calcular de acuerdo con el Artículo 5.7.4.7.2.

**Tabla 5.9.4.2.1-1. Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados**

Ubicación	Tensión Límite
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excepto en puentes construidos por dovelas, tensión debida a la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes</li> </ul>	$0,45 f'_c$ [MPa]
<ul style="list-style-type: none"> <li>• En puentes construidos por dovelas, tensión debida a la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes</li> </ul>	$0,45 f'_c$ [MPa]
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tensión debida a la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, las cargas permanentes y las cargas transitorias, como así también durante las operaciones de transporte y manipulación</li> </ul>	$0,60 \phi_w f'_c$ [MPa]

#### 5.9.4.2.2. Tensiones de tracción

Para las combinaciones de cargas longitudinales de servicio, que involucran cargas de tránsito, las tensiones de tracción en los elementos que tienen cables de pretensado adherentes o no adherentes, se deben investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio **III** especificada en la Tabla 3.4.1-1. Para las combinaciones de cargas que involucran cargas de tránsito en el análisis transversal de puentes vigas tipo cajón, se debe investigar la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio **I**.

Se aplicarán los límites indicados en la Tabla 5.9.4.2.2-1.

**Tabla 5.9.4.2.2-1. Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados**

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por dovelas	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para elementos con cables de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas</li> </ul>	$0,50 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para elementos con cables de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para elementos con cables de pretensado no adherentes</li> </ul>	Tracción nula

**Tabla 5.9.4.2.2-1 (Cont.). Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados**

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Puentes construidos por dovelas	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de <b>0,5·f<sub>y</sub></b> ; cables internos o cables externos</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Uniones sin armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones</li> </ul>	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	Tensiones en otras áreas	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para áreas sin armadura adherente</li> </ul>	Tracción nula
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de <b>0,5·f<sub>y</sub></b>, no mayor que <b>207 MPa</b></li> </ul>	$0,50 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	Tensión principal de tracción en el eje neutro del alma	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Todos los tipos de puentes de hormigón construidos por dovelas con cables internos y/o externos, a menos que el Propietario imponga otros criterios para las estructuras críticas</li> </ul>	$0,29 \sqrt{f'_c}$ [MPa]	

## 5.9.5. Pérdidas de pretensado

### 5.9.5.1. Pérdida de pretensado total

A menos que se indique lo contrario, los valores de pérdidas de pretensado aquí especificados se aplicarán solo al hormigón de peso normal y para resistencias especificadas del hormigón de hasta **103 MPa**.

En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos construidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

- En elementos pretensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (5.9.5.1-1)$$

- En elementos postesados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (5.9.5.1-2)$$

donde:

$\Delta f_{pT}$  pérdida total, en MPa.

$\Delta f_{pF}$  pérdida por fricción, en MPa.

$\Delta f_{pA}$  pérdida por acuíñamiento de los anclajes, en MPa.

$\Delta f_{pES}$  sumatoria de todas las pérdidas o ganancias debidas al acortamiento o alargamiento en el momento de aplicar el pretensado y/o las cargas externas, en MPa.

$\Delta f_{pLT}$  pérdidas debidas a la contracción y fluencia lenta del hormigón y relajación del acero a largo plazo, en MPa.

## 5.9.5.2. Pérdidas instantáneas

### 5.9.5.2.1. Acuíñamiento de los anclajes

La magnitud del acuíñamiento de los anclajes será el valor mayor entre el requerido para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o el recomendado por el fabricante de los anclajes. La magnitud del acuíñamiento supuesto para el diseño y utilizado para calcular la pérdida deberá estar indicada en las especificaciones técnicas y se deberá verificar durante la construcción.

### 5.9.5.2.2. Fricción

#### 5.9.5.2.2a. Construcciones pretesadas

Para los cables de pretensado de trazado curvo, se deberán considerar las pérdidas que pueden ocurrir en los dispositivos de anclaje.

#### 5.9.5.2.2b. Construcciones postesadas

Las pérdidas por fricción entre los cables de pretensado y la pared interna de la vaina se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left( 1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Las pérdidas por fricción entre un cable externo que atraviesa una única tubería de desviación se puede tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left( 1 - e^{-\mu(\alpha + 0,04)} \right) \quad (5.9.5.2.2b-2)$$

donde:

- $f_{pj}$  tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado, en MPa.
- $x$  longitud de un cable de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado, en m.
- $K$  coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por m de cable).
- $\mu$  coeficiente de fricción.
- $\alpha$  sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado, en radianes.
- $e$  base de los logaritmos neperianos.

Los valores de  $K$  y  $\mu$  se deben basar en datos experimentales correspondientes a los materiales especificados y se deberán incluir en las especificaciones técnicas. En ausencia de estos datos, se puede utilizar un valor comprendido dentro de los rangos de  $K$  y  $\mu$  especificados en la Tabla 5.9.5.2.2b-1.

Para cables confinados a un plano vertical,  $\alpha$  se deberá tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud  $x$ .

Para los cables curvos en tres dimensiones, la variación angular tridimensional total  $\alpha$  se deberá obtener sumando vectorialmente la variación angular vertical total,  $\alpha_v$ , más la variación angular horizontal total,  $\alpha_h$ .

**Tabla 5.9.5.2.2b-1. Coeficientes de fricción para cables de postesado**

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	$\mu$
Alambres o cordones	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	0,0002	0,15 – 0,25
	Polietileno	0,0002	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para cables externos	0,0002	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	0,0002	0,30

### 5.9.5.2.3. Acortamiento elástico

#### 5.9.5.2.3a. Elementos pretesados

En los elementos pretesados la pérdida por acortamiento elástico se deberá tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3a-1)$$

donde:

$f_{cgp}$  tensión del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado debida a la fuerza de pretensado inmediatamente después de la transferencia y al peso propio del elemento en la sección de máximo momento, en MPa.

$E_p$  módulo de elasticidad del acero de pretensado, en MPa.

$E_{ct}$  módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia o en el momento de aplicación de la carga, en MPa.

La pérdida o ganancia elástica total se puede tomar como la sumatoria de los efectos de la tensión de pretensado y las cargas aplicadas.

#### 5.9.5.2.3b. Elementos postesados

En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3b-1)$$

donde:

$N$  número de cables de pretensado idénticos.

$f_{cgp}$  sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento, en MPa.

Los valores de  $f_{cgp}$  se pueden calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la relajación y la fricción.

Para las estructuras postesadas con cables adherentes,  $f_{cgp}$  se puede tomar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras postesadas con cables no adherentes,  $f_{cgp}$  se puede calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de  $\Delta f_{pES}$  se puede tomar como el **25 por ciento** del valor obtenido de la Ecuación 5.9.5.2.3b-1.

#### 5.9.5.2.3c. Combinación de pretesado y postesado

Al aplicar los requisitos de los Artículos 5.9.5.2.3a y 5.9.5.2.3b a elementos en los cuales se combinan pretesado y postesado, y cuando el postesado no se aplica en incrementos idénticos, se deberán considerar los efectos del postesado subsiguiente sobre el acortamiento elástico de los cables de pretensado tesados anteriormente.

### 5.9.5.3. Estimación aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo

En los elementos prefabricados estándares pretensados sujetos a cargas y condiciones ambientales normales, cuando:

- los elementos son de hormigón de peso normal,
- el hormigón se cura al vapor o en húmedo,
- el pretensado se realiza con barras o cordones con propiedades de relajación baja o normal, y
- el sitio se caracteriza por condiciones de exposición y temperaturas medias.

las pérdidas de pretensado a largo plazo,  $\Delta f_{pLT}$ , debidas a la fluencia lenta y contracción del hormigón y a la relajación del acero se pueden estimar usando la siguiente fórmula:

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 82,74 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (5.9.5.3-1)$$

siendo:

$$\gamma_h = 1,7 - 0,01 H \quad (5.9.5.3-2)$$

$$\gamma_{st} = \frac{34,5}{6,9 + f'_{ci}} \quad (5.9.5.3-3)$$

donde:

$f_{pi}$  tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia, en MPa.

$H$  humedad relativa ambiente anual media [%].

$\gamma_h$  factor de corrección que considera la humedad relativa del ambiente.

$\gamma_{st}$  factor de corrección que considera la resistencia especificada del hormigón en el momento en que la tensión de pretensado se transfiere al elemento de hormigón.

$\Delta f_{pR}$  estimación de la pérdida por relajación que se toma como **16,5 MPa** para los cordones de baja relajación, **69 MPa** para los cordones aliviados de tensiones y según las recomendaciones del fabricante para otros tipos de cordones, en MPa.

Para las vigas, excepto para aquellas que forman una construcción compuesta con una losa de hormigón, las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y contracción del hormigón y a la relajación del acero se deberán determinar usando el método refinado del Artículo 5.9.5.4.

En el caso de los puentes de hormigón contruidos por dovelas, las pérdidas calculadas como un valor global solo se pueden utilizar a los fines del diseño preliminar.

Para los elementos en los cuales las dimensiones, el nivel de pretensado, las etapas constructivas o los materiales del hormigón no son los habituales, se deberá utilizar el método refinado del Artículo 5.9.5.4 o bien un método computarizado que considere incrementos de tiempo.

#### 5.9.5.4. Estimaciones refinadas de las pérdidas dependientes del tiempo

##### 5.9.5.4.1. Requisitos generales

Para elementos pretensados monolíticos, se pueden obtener valores más precisos con los requisitos del presente Artículo, que las especificadas en el Artículo 5.9.5.3, de las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación. Para vigas pretesadas prefabricadas sin un acabado compuesto y para vigas postesadas monolíticas ya sea prefabricadas u hormigonadas in situ, se deberán considerar los requisitos de los Artículos 5.9.5.4.4. y 5.9.5.4.5, respectivamente, antes de aplicar los requisitos de este Artículo.

Para la construcción por dovelas y para vigas prefabricadas con empalmes del postensado, excepto durante el diseño preliminar, las pérdidas de pretensado se deberán determinar por el método de incrementos de tiempo y por los requisitos del Artículo 5.9.5, incluyendo la consideración del cronograma y de las etapas constructivas dependientes del tiempo indicados en las especificaciones técnicas. Para los elementos que combinan pretesado y postesado, y donde el postesado es aplicado en más de una etapa, se deberán considerar los efectos del subsecuente pretensado sobre la pérdida de fluencia lenta del pretensado anterior.

La modificación en las tensiones del acero de pretensado debido a las pérdidas dependientes del tiempo,  $\Delta f_{pLT}$ , se determinarán de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df} \quad (5.9.5.4.1-1)$$

donde:

$\Delta f_{pSR}$  pérdida de pretensado debido a la contracción de la viga de hormigón producida entre la transferencia de tensión y la colocación del tablero, en MPa.

$\Delta f_{pCR}$  pérdida de pretensado debido a la fluencia lenta de la viga de hormigón producida entre la transferencia de tensión y la colocación del tablero, en MPa.

$\Delta f_{pR1}$  pérdida de pretensado debido a la relajación de los cordones de pretensado producida entre el momento de transferencia de tensión y la colocación del tablero, en MPa.

$\Delta f_{pR2}$  pérdida de pretensado debido a la relajación de los cordones de pretensado en una sección compuesta producida entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa.

$\Delta f_{pSD}$  pérdida de pretensado debido a la contracción de la viga de hormigón producida entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa.

$\Delta f_{pCD}$  pérdida de pretensado debido a la fluencia lenta de la viga de hormigón producida entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa.

$\Delta f_{pSS}$  ganancia del pretensado debido a la contracción del tablero en una sección compuesta, en MPa.

$$\left( \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} \right)_{id}$$

sumatoria de las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo producidas entre la transferencia de tensión y la colocación del tablero, en MPa.

$$\left( \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS} \right)_{df}$$

sumatoria de las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo producidas después de la colocación del tablero, en MPa.

Para hormigones que contienen agregados livianos, agregados muy pesados, o mezclas químicas inusuales, las propiedades estimadas del material utilizadas en el presente Artículo y en el Artículo 5.4.2.3 pueden ser inexactos. Ante esta situación se deben utilizar para su estimación los resultados de ensayos reales.

En la construcción por dovela, en todas las etapas excepto en el diseño preliminar, las pérdidas de pretensado se deberán determinar como se especifica en el Artículo 5.9.5, incluyendo la consideración del método constructivo dependiente del tiempo y el cronograma indicados en la documentación técnica.

#### 5.9.5.4.2. Pérdidas: Momento de transferencia de tensión al momento de colocación del tablero

##### 5.9.5.4.2a. Contracción de la viga de hormigón

La pérdida de pretensado debido a la contracción de una viga de hormigón entre el momento de transferencia y la colocación del tablero,  $\Delta f_{pSR}$ , se deberá determinar como:

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{id} \quad (5.9.5.4.2a-1)$$

en el cual:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left( 1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g} \right) [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_i)]} \quad (5.9.5.4.2a-2)$$

donde:

$\varepsilon_{bid}$  deformación por contracción del hormigón de la viga, Ecuación 5.4.2.3.3-1, entre el momento de transferencia y la colocación del tablero.

$K_{id}$  coeficiente de la sección transformada que considera la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y la armadura adherente en la sección analizada para el período de tiempo entre la transferencia y la colocación del tablero.

$e_{pg}$  excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al baricentro de la viga, en m; en construcciones corrientes será positivo si está por debajo del baricentro de la viga.

$\psi_b(t_f, t_i)$  coeficiente de fluencia lenta de la viga, Ecuación 5.4.2.3.2-1, correspondiente al tiempo final debido a la introducción de carga en el momento de transferencia.

$t_f$  edad final, en días.

$t_i$  edad al momento de transferencia, en días.

#### 5.9.5.4.2b. Fluencia lenta de la viga de hormigón

La pérdida de pretensado debido a la fluencia lenta de la viga de hormigón entre el momento de transferencia y la colocación del tablero,  $\Delta f_{pCR}$ , se deberá determinar como:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \psi_b(t_d, t_i) K_{id} \quad (5.9.5.4.2b-1)$$

donde:

$\psi_b(t_d, t_i)$  coeficiente de fluencia lenta de la viga, Ecuación 5.4.2.3.2-1, correspondiente al momento de colocación del tablero debido a la introducción de carga en el momento de transferencia.

$t_d$  edad de colocación del tablero, en días.

#### 5.9.5.4.2c. Relajación de los cordones de pretensado

La pérdida de pretensado debido a la relajación de los cordones de pretensado entre el momento de transferencia y la colocación del tablero,  $\Delta f_{pR1}$ , se deberá determinar como:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} \left( \frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (5.9.5.4.2c-1)$$

donde:

$f_{pt}$  tensión en los cordones de pretensado inmediatamente después de la transferencia, en la Ecuación 5.9.5.4.2c-1 adoptar no menos que  $0,55 \cdot f_{py}$ .

$K_L$  30 para cordones de baja relajación y 7 para los demás aceros de pretensado, a menos que estén disponibles datos más precisos del fabricante.

La pérdida de relajación,  $\Delta f_{pR1}$ , en cordones de baja relajación, se puede suponer igual a **8,3 MPa**.

#### 5.9.5.4.3. Pérdidas: Momento de colocación del tablero al tiempo final

##### 5.9.5.4.3a. Contracción de la viga de hormigón

La pérdida de pretensado debido a la contracción de una viga de hormigón entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final,  $\Delta f_{pSD}$ , se deberá determinar como:

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df} \quad (5.9.5.4.3a-1)$$

en el cual:

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_i)]} \quad (5.9.5.4.3a-2)$$

donde:

- $\varepsilon_{bdf}$  deformación por contracción del hormigón de la viga, Ecuación 5.4.2.3.3-1, entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final.
- $K_{df}$  coeficiente de la sección transformada que considera la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y la armadura adherente en la sección analizada para el período de tiempo entre la colocación del tablero y el tiempo final.
- $e_{pc}$  excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al baricentro de la sección compuesta, en m; en construcciones corrientes será positivo si está por debajo del baricentro de la sección.
- $A_c$  área de la sección analizada utilizando las propiedades de la sección de hormigón compuesta bruta de la viga y el tablero, y la relación de módulos entre el tablero y la viga, en m<sup>2</sup>.
- $I_c$  momento de inercia de la sección analizada utilizando las propiedades de la sección de hormigón compuesta bruta de la viga y el tablero, y la relación de módulos en servicio entre el tablero y la viga, en m<sup>4</sup>.

##### 5.9.5.4.3b. Fluencia lenta de la viga de hormigón

La variación del pretensado (positivo si es pérdida, negativo si es ganancia) debido a la fluencia lenta de la viga de hormigón entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final,  $\Delta f_{pCD}$ , se deberá determinar como:

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} [\psi_b(t_f, t_i) - \psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \psi_b(t_f, t_d) K_{df} \quad (5.9.5.4.3b-1)$$

donde:

$\Delta f_{cd}$  variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debido a las pérdidas a largo plazo entre el momento de transferencia y la colocación del tablero, combinado con el peso del tablero y las cargas superpuestas, en MPa.

$\psi_b(t_f, t_d)$  coeficiente de fluencia lenta de la viga, Ecuación 5.4.2.3.2-1, correspondiente al tiempo final debido a la introducción de carga en el momento de la colocación del tablero.

#### 5.9.5.4.3c. Relajación de los cordones de pretensado

La pérdida de pretensado debido a la relajación de los cordones de pretensado en una sección compuesta, entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final,  $\Delta f_{pR2}$ , se deberá determinar como:

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1} \quad (5.9.5.4.3c-1)$$

#### 5.9.5.4.3d. Contracción del tablero de hormigón

La ganancia de pretensado debido a la contracción de la sección compuesta del tablero,  $\Delta f_{pSS}$ , se deberá determinar como:

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cdf} K_{df} [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_d)] \quad (5.9.5.4.3d-1)$$

en el cual:

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} A_d E_{cd}}{[1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_d)]} \left( \frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} e_d}{I_c} \right) \quad (5.9.5.4.3d-2)$$

donde:

$\Delta f_{cdf}$  variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debido a la contracción del hormigón del tablero, en MPa.

$\varepsilon_{ddf}$  deformación por contracción del hormigón del tablero, Ecuación 5.4.2.3.3-1, entre el momento de la colocación del mismo y el tiempo final.

$A_d$  área de hormigón del tablero, en m<sup>2</sup>.

$E_{cd}$  módulo de elasticidad del hormigón del tablero, en MPa.

$e_d$  excentricidad del tablero con respecto a la sección compuesta bruta, positiva en construcciones regulares donde el tablero está por encima de la viga, en m.

$\psi_b(t_f, t_d)$  coeficiente de fluencia lenta del hormigón del tablero en el tiempo final, Ecuación 5.4.2.3.2-1, debido a la introducción de cargas poco después de la colocación del tablero (por ejemplo, sobrecapas, barreras, etc.).

#### 5.9.5.4.4. Vigas prefabricadas pretesadas sin un acabado compuesto

Las ecuaciones en los Artículos 5.9.5.4.2 y 5.9.5.4.3 son aplicables a vigas sin ningún acabado, o con tableros o acabados que no trabajan en forma compuesta con las vigas. Los valores para el tiempo de “colocación del tablero”, del Artículo 5.9.5.4.2, se pueden tomar como los valores al momento de la colocación del tablero no compuesto o los valores al momento de la instalación de los elementos prefabricados sin ningún acabado. En el Artículo 5.9.5.4.3 el tiempo de “colocación del tablero” se puede tomar como el momento de la colocación del tablero no compuesto o los valores al momento de la instalación de los elementos prefabricados sin ningún acabado. El área del “tablero” para estas aplicaciones se deberá tomar igual a cero.

#### 5.9.5.4.5. Vigas postesadas monolíticas

Las pérdidas de pretensado a largo plazo de los elementos postesados, después de que se haya inyectado la lechada a los cables, se pueden calcular utilizando los requisitos de los Artículos 5.9.5.4.1 al 5.9.5.4.4. En la Ecuación 5.9.5.4.1-1, el valor del término  $(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id}$  se deberá tomar igual a cero.

#### 5.9.5.5. Pérdidas para el cálculo de las flechas

Para el cálculo de las flechas y contraflechas de elementos pretensados no construidos por dovelas, utilizando un hormigón de peso unitario normal con una resistencia superior a **24 MPa** en el momento del tesado,  $f_{cgp}$  y  $\Delta f_{cdp}$  se pueden calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada a lo largo de la longitud del elemento.

### 5.10. DETALLES DE ARMADO

#### 5.10.1. Recubrimiento de hormigón

El mínimo recubrimiento de hormigón será como se especifica en el Artículo 5.12.3.

#### 5.10.2. Ganchos y doblado de la armadura

##### 5.10.2.1. Ganchos normales

A los fines del presente Reglamento, el término “gancho normal” tendrá uno de los siguientes significados:

- Para la armadura longitudinal:

- a) Gancho con un ángulo de doblado de **180°** más una prolongación de **4,0·d<sub>b</sub>**, pero no menor que **0,06 m**, en el extremo libre de la barra o alambre, o
- b) Gancho con un ángulo de doblado de **90°** más una prolongación, como mínimo, de **12,0·d<sub>b</sub>** en el extremo libre de la barra o alambre.

- Para la armadura transversal:

Diámetro de la barra o alambre tanto para estribos abiertos como para cerrados, d <sub>be</sub> [mm]	Ángulo de doblado	Prolongación en el extremo libre
d <sub>be</sub> ≤ 16	90°	≥ 6,0·d <sub>be</sub>
16 < d <sub>be</sub> ≤ 25	90°	≥ 12,0·d <sub>be</sub>
d <sub>be</sub> ≤ 25	135°	≥ 6,0·d <sub>be</sub>

donde:

**d<sub>b</sub>** diámetro nominal de una barra, alambre o cordón de pretensado, en mm.

**d<sub>be</sub>** diámetro nominal de una barra o alambre utilizado como estribo, en mm.

### 5.10.2.2. Ganchos sismorresistentes (A definir por INPRES)

Los ganchos sismorresistentes consistirán de ganchos con un ángulo de doblado de **135°** más una prolongación no menor al mayor valor entre **6,0·d<sub>b</sub>** y **0,075 m**. Se deberán utilizar ganchos sismorresistentes para la armadura transversal en regiones donde se anticipa la formación de rótulas plásticas. Estos ganchos y las ubicaciones donde son requeridos deberán estar especificados en la documentación técnica.

### 5.10.2.3. Diámetro mínimo del mandril de doblado

El diámetro mínimo del mandril de doblado, medido del lado interno de la barra o alambre, no deberá ser menor que el valor especificado en la Tabla 5.10.2.3-1:

**Tabla 5.10.2.3-1. Diámetros mínimos del mandril de doblado**

Diámetros de las barras o alambres y sus aplicaciones	Diámetro mínimo del mandril de doblado
Estribos abiertos y Estribos cerrados	
d <sub>be</sub> ≤ 16	4,0·d <sub>be</sub>
d <sub>be</sub> > 16	Según indicado a continuación
Uso general	
d <sub>b</sub> ≤ 25	6,0·d <sub>b</sub>
25 < d <sub>b</sub> ≤ 32	8,0·d <sub>b</sub>
d <sub>b</sub> > 32	10,0·d <sub>b</sub>

El diámetro del mandril de doblado para las mallas de acero soldadas de alambres lisos o conformados, utilizadas como estribos abiertos y estribos cerrados, debe ser como mínimo

$4 \cdot d_{be}$ . Cuando el doblado se realice con un mandril de un diámetro menor que  $8 \cdot d_{be}$ , la intersección soldada más cercana debe estar ubicada a una distancia mayor que  $4 \cdot d_{be}$ .

### **5.10.3. Separación de la armadura**

#### **5.10.3.1. Mínima separación de la armadura**

##### **5.10.3.1.1. Hormigón colado in situ**

Para el hormigón colado in situ, la separación libre mínima, entre las barras o alambres paralelos, ubicados en una capa no deberá ser menor que:

- **1,5 veces** el diámetro nominal de las barras o alambres,
- **1,5 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso, o
- **38 mm.**

##### **5.10.3.1.2. Hormigón prefabricado**

Para el hormigón prefabricado en planta bajo condiciones controladas, la separación libre mínima, entre las barras o alambres paralelos, ubicados en una capa no deberá ser menor que:

- El diámetro nominal de las barras o alambres,
- **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso, o
- **25 mm.**

##### **5.10.3.1.3. Múltiples capas de armadura**

Con excepción de los tableros en los cuales se coloca armadura paralela en dos o más capas, con una separación libre entre capas no mayor que **0,15 m**, las barras o alambres de las capas superiores se deberán ubicar directamente sobre los de la capa inferior, y la separación libre entre capas deberá ser mayor o igual que **25 mm** o el diámetro nominal de las barras o alambres.

##### **5.10.3.1.4. Empalmes**

Las limitaciones sobre separación libre entre barras o alambres especificadas en los Artículos 5.10.3.1.1 y 5.10.3.1.2 también se aplicarán a la separación libre entre un empalme por yuxtaposición y las barras o alambres, o empalmes, adyacentes.

##### **5.10.3.1.5. Paquetes de barras**

El número de barras paralelas en contacto, dispuestas en paquetes, de manera que actúen como una unidad no deberá ser mayor que cuatro barras por paquete, excepto en los elementos solicitados a flexión donde en ningún paquete, con barras mayores que  $d_b$ **32**, el número de barras deberá ser mayor que dos.

Los paquetes de barras deben estar contenidos por estribos abiertos o por estribos cerrados que los envuelvan.

Cada una de las barras de un paquete que se interrumpen dentro del tramo de un elemento deben hacerlo en secciones distintas, separadas como mínimo  $40 \cdot d_b$ . Un paquete de barras se puede considerar como una barra simple de un diámetro equivalente al área total de las barras del paquete  $d_{beq}$  siempre que las limitaciones de la separación entre barras se hayan establecido en función del diámetro  $d_{beq}$  del paquete.

$$d_{beq} = \sqrt{n} d_b$$

siendo:

$n$  número de barras del paquete.

### 5.10.3.2. Máxima separación de las barras de armadura

A menos que se especifique lo contrario, la separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que **1,5 veces** el espesor del elemento ó **0,45 m**. La máxima separación de los zunchos, estribos cerrados, y armadura de contracción y temperatura, deberá ser como se especifica en los Artículos 5.10.6, 5.10.7 y 5.10.8.

### 5.10.3.3. Mínima separación de los cables de pretensado y vainas

#### 5.10.3.3.1. Cordones de pretensado

La distancia entre los cordones de pretensado, incluyendo aquellos en vainas, en cada extremo de un elemento dentro de la longitud de anclaje, como se especifica en el Artículo 5.11.4.1, no deberá ser menor que una separación libre tomada como **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso ni menor que las distancias entre centros especificadas en la Tabla 5.10.3.3.1-1.

**Tabla 5.10.3.3.1-1. Separaciones entre centros**

Diámetros del cordón [mm]	Separación [mm]
15,24	51
14,29 Especial	
14,29	
12,70	44
11,11	
12,70 Especial	
9,52	38

Si el comportamiento observado en ensayos a escala real, realizados sobre prototipos del diseño, lo justifica, se puede disminuir la separación libre entre cordones en el extremo de un elemento.

La mínima separación libre entre grupos de cordones dispuestos en paquetes no deberá ser menor que **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso ó **25 mm**.

Los cordones de pretensado de un elemento se pueden agrupar en paquetes de forma que se toquen entre sí en un plano esencialmente vertical en y entre las ubicaciones de

amarre. El número de cordones dispuestos en paquetes, cualquiera sea su disposición salvo en un plano vertical, estará limitado a cuatro cordones por paquete.

#### **5.10.3.3.2. Vainas de postesado, en vigas, rectas en el plano horizontal**

A menos que en el presente Reglamento se especifique lo contrario, la separación libre entre vainas de postesado rectas (no curvas) no deberá ser menor que **38 mm** o **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso. En las construcciones con dovelas prefabricadas, en las cuales los cables de postesado se extienden a través de una junta entre elementos recubierta con epoxi, la separación libre entre vainas de postesado deberá ser mayor o igual que el diámetro interno de la vaina o **0,10 m**, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Las vainas se pueden empaquetar en grupos de no más de tres siempre y cuando la separación, que se especifica entre vainas individuales, se mantenga entre cada vaina en la zona ubicada a **0,90 m** o menos de los anclajes.

Para los grupos de vainas dispuestas en paquetes, en construcciones que no sean por dovelas, la mínima separación libre horizontal entre paquetes adyacentes no deberá ser menor que **0,10 m**. Si los grupos de vainas están ubicados en dos o más planos horizontales, un paquete no deberá contener más de dos vainas en un mismo plano horizontal.

La mínima separación libre vertical entre paquetes no deberá ser menor que **38 mm** o **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

En construcciones prefabricadas, la mínima separación libre horizontal entre grupos de vainas se puede reducir a **75 mm**.

#### **5.10.3.3.3. Vainas de postesado, en vigas, curvas en el plano horizontal**

La mínima separación libre entre vainas curvas deberá ser igual a la distancia requerida para el confinamiento del cable, tal como se especifica en el Artículo 5.10.4.3. La separación de las vainas curvas deberá ser mayor o igual que la requerida para vainas rectas.

#### **5.10.3.4. Máxima separación de los cables de pretensado y vainas en losas**

Los cordones de pretensado, para losas prefabricadas, se deberán separar de forma simétrica y uniforme, y la distancia entre los mismos no deberá ser mayor que **1,5 veces** la altura total de la losa compuesta ó **0,45 m**.

La separación entre centros de los cables de postesado de las losas no deberá ser mayor que **4,0 veces** la mínima altura total de la losa compuesta.

#### **5.10.3.5. Dispositivos de acoplamiento en los cables de postesado**

Se deberá especificar en la documentación técnica que no más del **50 por ciento** de los cables de postesado longitudinal se podrán acoplar en una misma sección, y que la separación entre las secciones que contienen dispositivos de acoplamiento adyacentes no deberá ser menor que la longitud de la dovela ni **dos veces** la altura de la dovela. Al calcular las tensiones en el momento de aplicar la fuerza de postesado, las áreas vacías alrededor de los dispositivos de acoplamiento se deberán deducir de la sección transversal bruta y del momento de inercia.

### **5.10.4. Confinamiento de los cables**

#### **5.10.4.1. Requisitos generales**

En las almas los cables se deberán ubicar dentro de los estribos abiertos, y, cuando corresponda, entre capas de armadura transversal en las alas y losas. Para las vainas ubicadas en las alas inferiores de dovelas de altura variable, se deberá proveer armadura de confinamiento nominal alrededor de la vaina en cada cara de la dovela. La armadura no deberá ser menor que dos filas de horquillas  $d_b12$  a ambos lados de cada vaina con una dimensión vertical igual a la altura de la losa, menos los espesores del recubrimiento superior e inferior.

Se deberán considerar los efectos de la presión de inyección del mortero en las vainas.

#### 5.10.4.2. Efectos por la desviación involuntaria de las vainas en las losas

A los fines del presente Artículo, las vainas cuya separación entre centros sea menor que **0,30 m**, en cualquier dirección, se deberán considerar poco separadas.

Si en las alas hay vainas transversales o longitudinales poco separadas y en las especificaciones técnicas no se incluyen requisitos para minimizar la desviación no intencional de las vainas, las mallas de la armadura superior e inferior se deben sujetar entre sí con horquillas  $d_b12$ . La separación entre horquillas no deberá ser mayor que **0,45 m** ó **1,5 veces** la altura de la losa en cada dirección.

#### 5.10.4.3. Efectos de los cables curvos

Los cables curvos se deberán confinar, mediante armadura de confinamiento, si así lo requiere el Artículo 5.8.1.5. Dicha armadura se deberá dimensionar de manera de garantizar que la tensión en el acero en estado límite de servicio no sea mayor que **0,6· $f_y$** , y el valor supuesto de  $f_y$  no deberá ser mayor que **420 MPa**. A menos que se efectúe un análisis de modelo de bielas y tirantes e indique lo contrario. La separación de la armadura de confinamiento no deberá ser mayor que **3,0 veces** el diámetro exterior de la vaina ó **0,60 m**.

Los cables no se deben empaquetar en grupos mayores de tres cuando las vigas son curvas en un plano horizontal.

##### 5.10.4.3.1. Diseño para las solicitaciones en el plano

###### 5.10.4.3.1a. Solicitaciones en el plano

Las fuerzas de desviación en el plano provocadas por el cambio de dirección de los cables se deberá tomar como:

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \quad (5.10.4.3.1a-1)$$

donde:

$F_{u-in}$  fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud del cable, en kN/m.

$P_u$  fuerza mayorada en el cable, como se especifica en el Artículo 3.4.3, en kN.

$R$  radio de curvatura del cable en la ubicación considerada, en m.

La máxima fuerza de desviación se deberá determinar en base a la hipótesis de que todos los cables están tesados, incluyendo los cables provisorios. Las disposiciones del Artículo

5.10.9 se deben aplicar al diseño para las fuerzas en el plano debidas a los cables curvos en el anclaje del cable.

#### 5.10.4.3.1b. Resistencia al corte contra el arrancamiento

La resistencia al corte, por unidad de longitud, del recubrimiento de hormigón contra el arrancamiento por las fuerzas de desviación,  $V_r$ , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.10.4.3.1b-1)$$

siendo:

$$V_n = 394 d_{eff} \sqrt{f'_{ci}} \quad (5.10.4.3.1b-2)$$

donde:

$V_n$  resistencia nominal al corte de dos planos de corte por unidad de longitud, en kN/m.

$\phi$  factor de resistencia para corte, **0,75**.

$d_{eff}$  un medio de la longitud efectiva del plano de falla en corte y tracción de un elemento curvo, en m.

Para un solo grupo de vainas o para  $s_{duct} < d_{duct}$ ,  $d_{eff}$ , indicada en el detalle (a) de la Figura 5.10.4.3.1b-1, se debe tomar como:

$$d_{eff} = d_c + \frac{d_{duct}}{4} \quad (5.10.4.3.1b-3)$$

Para  $s_{duct} \geq d_{duct}$ ,  $d_{eff}$  se debe tomar como el menor de las siguientes expresiones, en base a los recorridos 1 y 2 indicados en el detalle (b) de la Figura 5.10.4.3.1b-1:

$$d_{eff} = t_w - \frac{d_{duct}}{2} \quad (5.10.4.3.1b-4)$$

$$d_{eff} = d_c + \frac{d_{duct}}{4} + \frac{\sum s_{duct}}{2} \quad (5.10.4.3.1b-5)$$

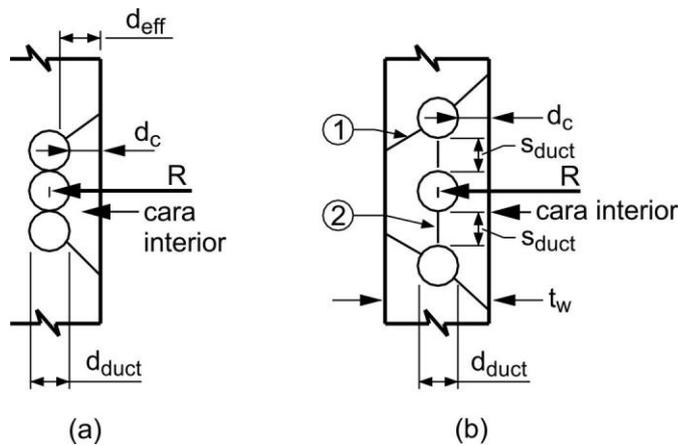
donde:

$s_{duct}$  distancia libre entre las vainas de los cables en dirección vertical, en m.

$d_{duct}$  diámetro exterior de la vaina de pretensado, en m.

$d_c$  recubrimiento a la vaina, en m.

$t_w$  espesor del alma, en m.



**Figura 5.10.4.3.1b-1. Definición de la distancia  $d_{eff}$**

Si la fuerza de desviación mayorada en el plano es mayor que la resistencia minorada al corte del recubrimiento de hormigón, según se especifica en la Ecuación 5.10.4.3.1b-2, se deberán disponer de estribos abiertos y amarres de vainas totalmente anclados cuyos ganchos estarán sujetos alrededor de los estribos más externos, ya sea en forma de armadura no pretensada o pretensada, para resistir las fuerzas de desviación en el plano.

#### 5.10.4.3.1c. Fisuración del recubrimiento de hormigón

Cuando la distancia libre entre vainas orientadas en una columna vertical es menor a **40 mm**, se debe considerar que las vainas están densamente agrupadas. Se debe investigar la resistencia a la fisuración en los extremos y en la mitad de la altura del recubrimiento de hormigón sin armar.

El momento local aplicado, por unidad de longitud, en los extremos del recubrimiento se debe tomar como:

$$M_{end} = \frac{\left( \sum F_{u-in} / h_{ds} \right) h_{ds}^2}{12} \quad (5.10.4.3.1c-1)$$

Y el momento local aplicado, por unidad de longitud, en la mitad de la altura del recubrimiento se debe tomar como:

$$M_{mid} = \frac{\left( \sum F_{u-in} / h_{ds} \right) h_{ds}^2}{24} \quad (5.10.4.3.1c-2)$$

donde:

$h_{ds}$  altura del grupo de vainas, tal como se muestra en la Figura C 5.10.4.3.1b-1.

Los esfuerzos de tracción, en el recubrimiento de hormigón sin armar, que resultan de las Ecuaciones 5.10.4.3.1c-1 y 5.10.4.3.1c-2 se deben combinar con los esfuerzos de tracción generados por la flexión regional del alma, como se define en el Artículo 5.10.4.3.1d, para

evaluar el potencial de fisuración del recubrimiento de hormigón. Si los esfuerzos combinados de tracción exceden los esfuerzos de fisuración dados por la Ecuación 5.10.4.3.1c-4, las vainas se deben restringir por medio de estribos y amarres de vainas.

$$f_{cr} = \phi f_r \quad (5.10.4.3.1c-3)$$

donde:

$$\phi = 0,85 \quad (5.10.4.3.1c-4)$$

#### 5.10.4.3.1d. Flexión regional

La flexión regional generada por las fuerzas en el plano se deben tomar como:

$$M_u = \frac{\phi \sum F_{u-in} h_c}{4} \quad (5.10.4.3.1d-1)$$

donde:

$\phi_{cont}$  factor de continuidad de **0,6** para almas interiores; de **0,7** para almas exteriores.

$h_c$  longitud del alma, entre las losas superior e inferior, medida a lo largo del eje del alma.

Para las vigas curvas, se debe evaluar localmente la flexión y el corte generados por las fuerzas fuera del plano, como se describe en el Artículo 5.10.4.3.2.

Cuando las vainas curvas de cables, con excepción de aquellas que cruzan aproximadamente a **90°**, están ubicadas de manera que la dirección de la fuerza radial de un cable se dirige hacia otro, se debe proporcionar el confinamiento de las vainas mediante:

- la separación de las vainas para garantizar una adecuada resistencia nominal al corte, como se especifica en la Ecuación 5.10.4.3.1b-1, o
- disponiendo armadura de confinamiento para resistir la fuerza radial.

#### 5.10.4.3.2. Solicitaciones fuera del plano

Las sollicitaciones, fuera del plano, debidas a la acción de acuñamiento de los cordones contra la pared de la vaina se puede estimar como:

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \quad (5.10.4.3.2-1)$$

donde:

$F_{u-out}$  fuerza fuera del plano por unidad de longitud del cable, en kN/m.

$P_u$  fuerza mayorada en el cable, tal como se especifica en el Artículo 3.4.3, en kN.

$R$  radio de curvatura del cable en un plano vertical en la ubicación considerada, en m.

Si la resistencia minorada al corte, dada por la Ecuación 5.10.4.3.1b-1, no es adecuada, se deberá disponer armadura de confinamiento localizada en todos los segmentos curvos del cable para resistir la totalidad de las fuerzas fuera del plano, preferentemente en forma de zunchos.

### 5.10.5. Apoyo de los cables externos

A menos que un análisis de vibración indique lo contrario, la longitud no apoyada de los cables externos no deberá ser mayor que **7,50 m**.

### 5.10.6. Armadura transversal para elementos solicitados a compresión

#### 5.10.6.1. Requisitos generales

Los requisitos del Artículo 5.10.11 también se deberán aplicar al proyecto y detallado en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4. (A definir por INPRES)

La armadura transversal de los elementos comprimidos puede consistir ya sea en zunchos o bien en estribos cerrados.

#### 5.10.6.2. Zunchos

Los zunchos en espiral para todos los elementos solicitados a compresión, a excepción de los pilotes, deben estar constituidos por uno o más zunchos continuos igualmente separados de barra o alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de **10 mm**. La armadura se deberá disponer de manera que toda la armadura longitudinal primaria esté contenida dentro de los zunchos y esté en contacto con los mismos.

El paso libre entre las espiras del zuncho no deberá ser menor que **25 mm** ó **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso. El paso entre centros de las espiras no deberá ser mayor que **6,0 veces** el diámetro de las barras longitudinales ó **0,15 m**.

A excepción de lo especificado en los Artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1 para Zonas Sísmicas 2, 3 y 4, los zunchos en espiral se deben prolongar desde la zapata u otro apoyo hasta la altura de la armadura transversal más baja del elemento soportado. (A definir por INPRES)

El anclaje de los zunchos en espiral se debe realizar con un aumento de **1,5 vuelta** más de la barra, o alambre, en cada extremo del zuncho. Para las Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 la prolongación de la armadura transversal dentro de los elementos con que se conecta deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.11.4.3. (A definir por INPRES)

En los zunchos los empalmes se podrán materializar de una de las siguientes maneras:

- La longitud de empalme por yuxtaposición es de **48 veces** el diámetro de la barra o alambre sin revestir, **72 veces** el diámetro de la barra o alambre revestido, ó **48 diámetros** del alambre;
- Conectores mecánicos aprobados; o
- Empalmes soldados aprobados.

### 5.10.6.3. Estribos cerrados

En los elementos comprimidos con estribos cerrados, todas las barras, o paquetes de barras, longitudinales deberán estar encerradas por estribos laterales equivalentes a:

- Estribos  $d_b10$  para barras longitudinales de diámetro  $d_b \leq 32 \text{ mm}$ ,
- Estribos  $d_b12$  para barras longitudinales de diámetro  $d_b > 32 \text{ mm}$ , y
- Estribos  $d_b12$  para paquetes de barras.

La separación de los estribos cerrados a lo largo del eje longitudinal del elemento comprimido no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó **0,30 m**. Si hay dos o más barras mayores que una barra  $d_b32$ , dispuestas de modo que forman un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento ó **0,15 m**.

En lugar de barras se puede utilizar alambre conformado o malla de alambre soldada de área equivalente.

Ninguna barra o paquete longitudinal deberá tener más de **0,60 m**, medida a lo largo del estribo cerrado, a partir de una barra o paquete restringido. Una barra o paquete restringido es aquel que tiene un soporte lateral proporcionado por la esquina de un estribo cerrado que tiene un ángulo incluido de no más de **135°**. Si el diseño de la columna se basa en la capacidad de articulación plástica, ninguna barra o paquete longitudinal deberá tener una separación libre, a cada lado, mayor que **0,15 m** a lo largo del estribo cerrado desde aquella barra o paquete soportado lateralmente y la armadura del estribo cerrado deberá cumplir los requisitos de los Artículos 5.10.11.4.1.4 hasta 5.10.11.4.1.6 inclusive. Si las barras o paquetes longitudinales están ubicados alrededor del perímetro de un círculo, se puede utilizar un estribo circular cerrado si los empalmes en los estribos cerrados son alternados.

La distancia vertical entre el estribo cerrado inferior y la zapata u otro apoyo y la distancia vertical entre el estribo cerrado superior y la armadura horizontal más baja del elemento soportado no deberán ser menores que la mitad de la separación entre estribos.

### 5.10.7. Armadura transversal para elementos solicitados a flexión

Excepto en las losas de tablero, la armadura de compresión de los elementos solicitados a flexión deberá estar encerrada por estribos cerrados o estribos abiertos, que satisfagan los requisitos sobre tamaño y separación indicados en el Artículo 5.10.6, o por malla soldada de alambre de área equivalente.

### 5.10.8. Armadura de contracción y temperatura

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural. La armadura de contracción y temperatura debe ser tal que asegure que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la aquí especificada.

La armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla soldada de alambre, o cables de pretensado.

Para el caso de las barras o malla soldada de alambre, el área de armadura por metro lineal, sobre cada cara y en cada dirección, deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{0,756 b h}{2 (b + h) f_y} \quad (5.10.8-1)$$

$$0,00023 \leq A_s \leq 0,00127 \quad (5.10.8-2)$$

donde:

- $A_s$     área de armadura en cada dirección y en cada cara, en  $m^2/m$ .
- $b$         ancho mínimo de la sección del elemento, en m.
- $h$         espesor mínimo de la sección del elemento, en m.
- $f_y$         tensión de fluencia especificada de las barras de armadura  $\leq 500 \text{ MPa}$ .

Si la mínima dimensión varía a lo largo de la longitud del muro, zapata, u otro elemento, las secciones múltiples deben ser analizadas para conocer el estado general de cada sección.

La separación de la armadura de contracción y temperatura no deberá ser mayor a:

- **3 veces** el espesor del elemento, o **0,45 m**
- **0,30 m** para muros y zapatas, con espesores mayores de **0,45 m**
- **0,30 m** para otros elementos, con espesores mayores de **0,90 m**

En los elementos de **0,15 m** de espesor o menos, el acero especificado mínimo se puede colocar en una sola capa. La armadura de contracción y temperatura no deberá ser requerida para:

- La cara extrema de los muros con espesores menores o iguales a **0,45 m**
- Caras laterales de zapatas enterradas con espesores menores o iguales a **0,90 m**
- Caras de todos los demás elementos, cuya dimensión mínima sea menor o igual a **0,45 m**

Si se utilizan cables de pretensado como armadura de contracción y temperatura, los cables deberán proveer una tensión media de compresión mínima igual a **0,75 MPa** en la sección bruta de hormigón a través del cual puede extenderse un plano de fisuración, en base a la tensión de pretensado efectiva luego de las pérdidas. La separación de los cables no debe ser mayor que **1,80 m** o la distancia especificada en el Artículo 5.10.3.4. Si la separación es mayor que **1,40 m**, se deberá proveer armadura adherente entre los cables, en una distancia igual a la separación del cable.

## 5.10.9. Zonas de anclaje de postensado

### 5.10.9.1. Requisitos generales

Los anclajes se deberán diseñar en los estados límite de resistencia para las fuerzas mayoradas de gateado como se especifica en el Artículo 3.4.3.

Para las zonas de anclaje ubicadas en el extremo de un elemento o dovela, las dimensiones transversales se pueden tomar como la altura y el ancho de la sección, pero no mayores que la dimensión longitudinal del elemento o dovela. La extensión longitudinal de la zona de anclaje en la dirección del cable no deberá ser menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje y no se deberá tomar mayor que **1,5 veces** dicha dimensión.

Para los anclajes intermedios, se deberá considerar que la zona de anclaje se extiende en la dirección opuesta a la fuerza de anclaje en una distancia no menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje.

### **5.10.9.2. Zona general y zona local**

#### **5.10.9.2.1. Requisitos generales**

A los fines del diseño, las zonas de anclaje se deberán considerar compuestas por dos regiones:

- La zona general, para la cual se aplican los requisitos del Artículo 5.10.9.2.2, y
- La zona local, para la cual se aplican los requisitos del Artículo 5.10.9.2.3.

#### **5.10.9.2.2. Zona general**

La extensión de la zona general deberá ser idéntica a la extensión de la zona de anclaje total incluyendo la zona local, definida en el Artículo 5.10.9.1.

El diseño de las zonas generales deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.9.3.

#### **5.10.9.2.3. Zona local**

El diseño de las zonas locales debe satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.9.7 o bien, basarse en los resultados de ensayos de aceptación según lo especificado en el Artículo 5.10.9.7.3 y descrito en el Artículo 10.3.2.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Para el diseño de la zona local, se deberán considerar los efectos de las elevadas presiones en las zonas de apoyo y el uso de armadura de confinamiento.

Los dispositivos de anclaje basados en el ensayo de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, se denominarán dispositivos especiales de anclaje.

#### **5.10.9.2.4. Responsabilidades**

El Ingeniero a cargo (“Engineer of Record”) será responsable por el diseño general y la aprobación de los planos de obra de la zona general, incluyendo la ubicación de los cables y los dispositivos de anclaje, la armadura en la zona general, la secuencia de tesado, y el diseño de la zona local para los dispositivos de anclaje basados en los requisitos del Artículo 5.10.9.7. La documentación técnica deberá especificar que todos los planos de obra correspondientes a la zona local deberán ser aprobados por el “Engineer of Record”.

El Proveedor de los dispositivos de anclaje será responsable de entregar dispositivos de anclaje que satisfagan los requisitos sobre eficiencia de los anclajes especificados en el Artículo 10.3.2 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. Si se

utilizan dispositivos especiales de anclaje, el Proveedor de los dispositivos de anclaje será responsable de entregar dispositivos que también satisfagan los requisitos del ensayo de aceptación indicados en el Artículo 5.10.9.7.3 y en el Artículo 10.3.2.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. Este ensayo de aceptación y el ensayo de eficiencia de los anclajes deberán ser realizados por un organismo independiente aceptable para el "Engineer of Record". El Proveedor de los dispositivos de anclaje deberá entregar al "Engineer of Record" y al Constructor los registros del ensayo de aceptación realizado de acuerdo con el Artículo 10.3.2.3.12 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, y deberá especificar las armaduras auxiliares y de confinamiento, distancia mínima a los bordes, separación mínima de los anclajes, y resistencia mínima del hormigón en el momento de tesado requerida para el correcto comportamiento de la zona local.

Las responsabilidades del Constructor serán como se detalla en el Artículo 10.4 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

### 5.10.9.3. Diseño de la zona general

#### 5.10.9.3.1. Métodos de diseño

Para el diseño de las zonas generales se podrán utilizar los siguientes métodos de diseño, conforme a los requisitos del Artículo 5.10.9.3.2:

- Modelos inelásticos basados en el equilibrio, generalmente denominados "modelos de bielas y tirantes";
- Análisis elásticos de tensiones refinados como se especifica en el Capítulo 4, o bien
- Otros métodos aproximados, cuando sean aplicables.

Se deberán investigar los efectos de la secuencia de tesado y los efectos espaciales provocados por las cargas concentradas de gateado. Los efectos espaciales se pueden analizar utilizando procedimientos de análisis tridimensionales o bien se pueden aproximar considerando submodelos independientes en dos o más planos, en cuyo caso se debe considerar la interacción de los submodelos, y las cargas y resultados del modelo deben ser consistentes.

La tensión de compresión minorada del hormigón de la zona general no debe ser mayor que:  $0,70 \phi f'_{ci}$ . En áreas en las cuales debido a otras sollicitaciones el hormigón puede estar muy fisurado en estado último, o si se anticipan grandes rotaciones inelásticas, la tensión de compresión minorada se deberá limitar a  $0,60 \phi f'_{ci}$ .

En el diseño de la zona general se deberá despreciar la resistencia a la tracción del hormigón.

La tensión de tracción nominal de la armadura adherente se deberá limitar a  $f_y$  tanto para armadura no pretensada como para armadura pretensada adherente. La tensión de tracción nominal de la armadura pretensada no adherente se deberá limitar a:  $f_{pe} + 105 \text{ MPa}$ .

Despreciando la contribución a la resistencia de la zona general aportada por cualquier armadura de zona local se obtiene un diseño conservador.

#### 5.10.9.3.2. Principios de diseño

Las tensiones de compresión en el hormigón delante de los dispositivos básicos de anclaje deberán satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.9.7.2.

Las tensiones de compresión en el hormigón delante del dispositivo de anclaje se deberán analizar a una distancia, medida a partir de la superficie de apoyo de hormigón, no menor que:

- La distancia hasta el extremo de la armadura de confinamiento local, o
- La menor dimensión lateral del dispositivo de anclaje.

Estas tensiones de compresión se pueden determinar utilizando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes del Artículo 5.10.9.4, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el Artículo 5.10.9.5, o bien el método aproximado indicado en el Artículo 5.10.9.6.2.

La magnitud de la fuerza de desgarramiento por tracción,  $T_{burst}$ , y su correspondiente distancia a partir de la superficie cargada,  $d_{burst}$ , se pueden determinar usando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes del Artículo 5.10.9.4, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el Artículo 5.10.9.5, o bien el método aproximado indicado en el Artículo 5.10.9.6.3. Al determinar los requisitos de armadura de desgarramiento se deberán considerar los efectos espaciales.

También se deberán verificar las tensiones de compresión donde haya discontinuidades geométricas o de carga dentro de la zona de anclaje o delante de la misma que pudieran provocar concentraciones de tensiones.

La resistencia a las fuerzas de desgarramiento por tracción será provista por armadura no pretensada o pretensada o en forma de zunchos, estribos cerrados, o estribos transversales anclados. Esta armadura deberá resistir la fuerza total de desgarramiento. Al determinar la disposición y el anclaje de la armadura de desgarramiento se deben considerar los siguientes lineamientos:

- La armadura se debe extender en todo el ancho del elemento y anclar tan cerca de las caras exteriores del elemento como lo permita el recubrimiento;
- La armadura se debe distribuir delante de la superficie cargada a lo largo de ambos lados del cable en una distancia tomada igual al menor valor entre  $2,5 \cdot d_{burst}$  para el plano considerado y **1,5 veces** la correspondiente dimensión lateral de la sección, siendo  $d_{burst}$  como se especifica en la Ecuación 5.10.9.6.3-2;
- El baricentro de la armadura de desgarramiento debe coincidir con la distancia  $d_{burst}$  usada para el diseño; y
- La separación de la armadura no debe ser mayor que **24 diámetros** de la barra ó **0,30 m**.

Las fuerzas de tracción en los bordes se pueden determinar utilizando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes del Artículo 5.10.9.4, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el Artículo 5.10.9.5, o bien los métodos aproximados indicados en el Artículo 5.10.9.6.4.

Para múltiples anclajes con una separación entre centros menor que **0,4 veces** la altura de la sección, la fuerza de descantillado no se deberá tomar menor que **2 por ciento** de la

fuerza total mayorada del cable. Para separaciones mayores, las fuerzas de descantillado se deberán determinar mediante análisis.

La resistencia a las fuerzas de tracción en el borde se deberá proveer mediante armadura ubicada próxima al borde transversal y longitudinal del hormigón. La disposición y anclaje de la armadura de tracción en los bordes deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- La armadura de descantillado especificada se debe extender en todo el ancho del elemento,
- La armadura de descantillado entre múltiples dispositivos de anclaje debe vincular efectivamente los dispositivos de anclaje entre sí, y
- La armadura de tracción en el borde longitudinal y la armadura de descantillado para dispositivos de anclaje excéntricos deben ser continuas; la armadura se debe extender a lo largo de la cara traccionada en la totalidad de la longitud de la zona de anclaje y a lo largo de la cara cargada entre el borde longitudinal y el otro lado del dispositivo, o grupo de dispositivos, de anclaje excéntrico.

#### 5.10.9.3.3. Dispositivos de anclaje especiales

Si se han de utilizar dispositivos de anclaje especiales que no satisfacen los requisitos del Artículo 5.10.9.7.2, en las correspondientes regiones de la zona de anclaje se deberá proveer armadura de configuración similar y con una cuantía volumétrica como mínimo equivalente a la armadura superficial suplementaria permitida de acuerdo con los requisitos del Artículo 10.3.2.3.4 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

#### 5.10.9.3.4. Anclajes intermedios

##### 5.10.9.3.4a. Requisitos generales

No se deberán utilizar anclajes intermedios en regiones donde otras cargas generan tracción significativa detrás del anclaje. Siempre que sea posible, los tacos para anclaje se deben ubicar en la esquina entre el ala y las almas o se deberán extender en la totalidad del ancho del ala o altura del alma de manera de formar un nervio continuo. Si es necesario utilizar tacos de anclaje aislados en un ala o alma, en el diseño se deberán considerar la flexión de corte local y las solicitaciones directas.

##### 5.10.9.3.4b. Amarres posteriores

A menos que en este documento se especifique lo contrario, se deberá proveer armadura adherente para el amarre posterior para resistir al menos un **25 por ciento** de la fuerza de tesado no mayorada del anclaje intermedio en la sección de hormigón detrás del anclaje. Las tensiones en esta armadura adherente no deberán ser mayores que **0,6·f<sub>y</sub>**, ó **245 MPa**. Si otras cargas generan tensiones de compresión permanentes detrás del anclaje, la cantidad de armadura para el amarre posterior se puede reducir utilizando la Ecuación 5.10.9.3.4b-1.

$$T_{ia} = 0,25 P_s - 1000 f_{cb} A_{cb} \quad (5.10.9.3.4b-1)$$

donde:

- $T_{ia}$  fuerza de tracción en el amarre posterior del anclaje intermedio, en kN.
- $P_s$  máxima fuerza de tesado no mayorada en el anclaje, en kN.
- $f_{cb}$  tensión de compresión no mayorada debida a las cargas permanentes en la región detrás del anclaje, en MPa.
- $A_{cb}$  área de la sección transversal que se continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa de anclaje o taco para anclaje, es decir, el área del taco o nervio no se deberá considerar parte de la sección transversal, en m<sup>2</sup>.

Esta armadura de amarre posterior se deberá colocar a una distancia no mayor que un ancho de placa a partir del eje del cable. Deberá estar totalmente anclada de manera que la tensión de fluencia se pueda desarrollar a una distancia igual a un ancho de placa, o un medio de la longitud del taco o nervio, delante del anclaje así como a la misma distancia detrás del anclaje. Siempre que sea posible, el baricentro de esta armadura deberá coincidir con el eje del cable. En el caso de los tacos o nervios, la armadura se deberá colocar en la sección que se continúa cerca de la cara del ala o alma a partir de la cual se proyecta el taco o nervio.

#### **5.10.9.3.4c. Armadura para tacos y nervios para anclaje**

Se deberá disponer armadura en la totalidad de los tacos y nervios según se requiera para corte por fricción, acción de ménsula, fuerzas de desgarramiento, y fuerzas de desviación provocadas por la curvatura de los cables. Esta armadura se deberá prolongar tanto como sea posible hacia el interior del ala o alma, y se desarrollará mediante ganchos normales doblados alrededor de las barras transversales o su equivalente. La separación no deberá ser mayor que el menor valor entre la altura del taco o nervio en el anclaje, el ancho del taco, ó **0,15 m**.

Se deberá proveer armadura para resistir la flexión local en los tacos y nervios debida a la excentricidad de la fuerza en los cables y para resistir la flexión lateral en los nervios debida a las fuerzas de desviación del cable.

Se deberá proveer armadura, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.10.9.3.2, para resistir las fuerzas de tracción debidas a la transferencia de la fuerza de anclaje del taco o nervio a la estructura en general.

#### **5.10.9.3.5. Diafragmas**

Para los cables anclados en diafragmas, las tensiones de compresión en el hormigón dentro del diafragma se deberán limitar como se especifica en el Artículo 5.10.9.3.2. También se deberán investigar las tensiones de compresión en la transición entre el diafragma y las almas y alas del elemento.

Se deberá proveer armadura para asegurar la plena transferencia de las cargas de los anclajes en el diafragma hacia las alas y almas de la viga. Se deberán verificar los requisitos para armadura de corte por fricción entre el diafragma y el alma y entre el diafragma y las alas.

También se deberá proveer armadura para el amarre posterior para resistir las fuerzas de desviación provocadas por la curvatura de los cables.

#### **5.10.9.3.6. Múltiples anclajes en losas**

A menos que se realice un análisis más detallado, se deberá proveer la armadura mínima aquí especificada para resistir las fuerzas de desgarramiento y de tracción en los bordes.

Se deberá proveer armadura para resistir la fuerza de desgarramiento. Esta armadura se deberá anclar cerca de las caras de la losa con ganchos normales doblados alrededor de las barras horizontales o su equivalente. La armadura mínima debe consistir en dos barras  **$d_b 10$**  por anclaje, ubicadas a una distancia igual a un medio de la altura de la losa delante del anclaje.

Se deberá proveer armadura para resistir las fuerzas de tracción en los bordes,  $T_1$ , entre los anclajes y las fuerzas de desgarramiento,  $T_2$ , delante de los anclajes. Se deberá colocar armadura de tracción en los bordes, inmediatamente delante de los anclajes, y se deberá amarrar junto con los anclajes adyacentes de manera efectiva. La armadura de desgarramiento se deberá distribuir sobre la longitud de las zonas de anclaje.

$$T_1 = 0,10 P_u \left( 1 - \frac{a}{s} \right) \quad (5.10.9.3.6-1)$$

$$T_2 = 0,20 P_u \left( 1 - \frac{a}{s} \right) \quad (5.10.9.3.6-2)$$

donde:

- $T_1$  fuerza de tracción en los bordes, en kN.
- $T_2$  fuerza de desgarramiento, en kN.
- $P_u$  carga mayorada del cable en un anclaje individual, en kN.
- $a$  ancho de la placa de anclaje, en m.
- $s$  separación de los anclajes, en m.

Para anclajes en losas con una distancia al borde menor que dos anchos de placa o un espesor de losa, la armadura de tracción en los bordes se deberá dimensionar para resistir un **25 por ciento** de la carga mayorada del cable. Esta armadura debe ser en forma de horquillas, y se deberá distribuir en una distancia igual a un ancho de placa delante del anclaje. Las ramas de las barras en horquilla se deberán extender a partir del borde de la losa más allá del anclaje adyacente, pero a una distancia no menor que cinco anchos de placa más la longitud de anclaje.

#### 5.10.9.3.7. Bloques desviadores

Los bloques desviadores se deberán diseñar usando un modelo de bielas y tirantes o métodos basados en resultados de ensayos. Se debe utilizar un factor de carga de **1,7** con la fuerza máxima de desviación. Si se utiliza un método a base de resultados de ensayos, se debe emplear un factor de minoración de resistencia de **0,90** para tracción directa y **0,85** para corte.

#### 5.10.9.4. Aplicación del modelo de bielas y tirantes al diseño de la zona general

##### 5.10.9.4.1. Requisitos generales

El flujo de fuerzas dentro de la zona de anclaje se puede aproximar mediante un modelo de bielas y tirantes como se especifica en el Artículo 5.6.3.

Al seleccionar un modelo de bielas y tirantes se deberán considerar todas las fuerzas que actúan en la zona de anclaje; el modelo deberá considerar un recorrido de cargas desde los anclajes hasta el final de la zona de anclaje.

#### **5.10.9.4.2. Nodos**

Las zonas locales que satisfacen los requisitos del Artículo 5.10.9.7, o el Artículo 10.3.2.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, se pueden considerar correctamente detallados y constituyen nodos adecuados. Los demás nodos en la zona de anclaje se pueden considerar adecuados si las tensiones efectivas en las bielas de hormigón satisfacen los requisitos del Artículo 5.10.9.4.3, y los tirantes traccionados se dimensionan para desarrollar la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura.

#### **5.10.9.4.3. Bielas**

La tensión de compresión mayorada no deberá ser mayor que los límites especificados en el Artículo 5.10.9.3.1.

En las zonas de anclaje, la sección crítica para las bielas comprimidas generalmente se puede tomar en la interfase con el nodo de la zona local. Si se utilizan dispositivos de anclaje especiales, la sección crítica de la biela se puede tomar como la sección cuya prolongación interseca el eje del cable a una profundidad igual al menor valor entre la profundidad de la armadura de confinamiento local o la dimensión lateral del dispositivo de anclaje.

Para los elementos delgados, la dimensión de la biela en la dirección del espesor del elemento se puede aproximar suponiendo que el espesor de la biela comprimida varía linealmente entre la dimensión lateral transversal del anclaje en la superficie del hormigón y el espesor total de la sección a una profundidad igual al espesor de la sección.

Se debe suponer que las tensiones de compresión actúan paralelas al eje de la biela y que están uniformemente distribuidas en su sección transversal.

#### **5.10.9.4.4. Tirantes**

La totalidad de la fuerza de tracción deberá ser resistida por tirantes consistentes en armadura pretensada o no pretensada.

Los tirantes se deberán prolongar más allá de los nodos a fin de desarrollar la totalidad de la fuerza de tracción en el nodo. La disposición de la armadura se deberá ajustar tanto como sea posible a los recorridos de los tirantes supuestos en el modelo de bielas y tirantes.

#### **5.10.9.5. Análisis elástico de tensiones**

Para el análisis y diseño de las zonas de anclaje se pueden utilizar análisis basados en las propiedades elásticas de los materiales, equilibrio de las fuerzas y cargas, y compatibilidad de deformaciones.

Si las tensiones de compresión en el hormigón delante del dispositivo de anclaje se determinan a partir de un análisis elástico, las tensiones locales se pueden promediar en un área igual al área de apoyo del dispositivo de anclaje.

#### **5.10.9.6. Análisis y diseño de tensiones aproximadas**

##### **5.10.9.6.1. Límites de aplicación**

Las tensiones de compresión del hormigón delante del dispositivo de anclaje, la ubicación y magnitud de la fuerza de desgarramiento, y las fuerzas de tracción en los bordes se pueden estimar usando las Ecuaciones 5.10.9.6.2-1 a 5.10.9.6.3-2, siempre que se satisfaga lo siguiente:

- El elemento tiene una sección transversal rectangular y su dimensión longitudinal no es menor que la mayor dimensión de la sección transversal;
- El elemento no tiene discontinuidades dentro de la zona de anclaje ni delante de la misma;
- La distancia mínima del anclaje al borde en el plano principal del elemento no es menor que **1,5 veces** la correspondiente dimensión lateral, **a**, del dispositivo de anclaje;
- Dentro de la zona de anclaje hay solamente un dispositivo de anclaje o un grupo de dispositivos de anclaje poco separados; y
- El ángulo de inclinación del cable, según lo especificado en las Ecuaciones 5.10.9.6.3-1 y 5.10.9.6.3-2, está comprendido entre **-5,0°** y **+20,0°**.

#### 5.10.9.6.2. Tensiones de compresión

La tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje,  $f_{ca}$ , en MPa, calculada utilizando la Ecuación 5.10.9.6.2-1, no deberá ser mayor que el límite especificado en el Artículo 5.10.9.3.1:

$$f_{ca} = \frac{0,0006 P_u \kappa}{A_b \left( 1 + \ell_c \left( \frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right) \right)} \quad (5.10.9.6.2-1)$$

para lo cual:

- si  $a \leq s < 2 \cdot a_{eff}$ , entonces:

$$\kappa = 1 + \left( 2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left( 0,3 + \frac{n}{15} \right) \quad (5.10.9.6.2-2)$$

- si  $s \geq 2 \cdot a_{eff}$ , entonces:

$$\kappa = 1 \quad (5.10.9.6.2-3)$$

donde:

- $\kappa$  factor de corrección para anclajes poco separados.
- $a_{eff}$  dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la mayor dimensión de la sección transversal, en m.

- $b_{eff}$  dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la menor dimensión de la sección transversal, en m.
- $P_u$  fuerza mayorada en el cable, en kN.
- $t$  espesor del elemento, en m.
- $s$  separación entre centros de los anclajes, en m.
- $n$  número de anclajes en una fila.
- $\ell_c$  extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local; no se debe tomar mayor que el mayor valor entre  $1,15 \cdot a_{eff}$  y  $1,15 \cdot b_{eff}$ , en m.
- $A_b$  área de apoyo efectiva, en m<sup>2</sup>.

En la Ecuación 5.10.9.6.2-1 el área de apoyo efectiva,  $A_b$ , se deberá tomar como el mayor valor entre el área de la placa de apoyo del anclaje,  $A_{plate}$ , y el área de apoyo del hormigón confinado en la zona local,  $A_{conf}$ , con las siguientes limitaciones:

- Si  $A_{plate}$  es el valor determinante,  $A_{plate}$  no se deberá tomar mayor que  $4 \cdot A_{conf} / \pi$ .
- Si  $A_{conf}$  es el valor determinante, la máxima dimensión de  $A_{conf}$  no debe ser mayor que **dos veces** la máxima dimensión de  $A_{plate}$  o **tres veces** la mínima dimensión de  $A_{plate}$ . Si se viola alguno de estos límites, el área de apoyo efectiva,  $A_b$ , se deberá basar en  $A_{plate}$ .
- Al determinar  $A_b$  se deberá deducir el área de la vaina.

Si un grupo de anclajes está poco separado en dos direcciones, se deberá utilizar el producto de los factores de corrección,  $\kappa$ , correspondientes a cada dirección, como se especifica en la Ecuación 5.10.9.6.2-1.

### 5.10.9.6.3. Fuerzas de desgarramiento por tracción

Las fuerzas de desgarramiento por tracción en las zonas de anclaje,  $T_{burst}$ , se pueden tomar como:

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_u \left( 1 - \frac{a}{h} \right) + 0,5 \left| \sum (P_u \text{ sen } \alpha) \right| \quad (5.10.9.6.3-1)$$

La ubicación de la fuerza de desgarramiento,  $d_{burst}$ , se puede tomar como:

$$d_{burst} = 0,5 (h - 2 e) + 5 e \text{ sen } \alpha \quad (5.10.9.6.3-2)$$

donde:

- $T_{burst}$  fuerza de tracción en la zona de anclaje actuando delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del cable, en kN.
- $P_u$  fuerza mayorada en el cable, en kN.

- $d_{burst}$  distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento,  $T_{burst}$ , en m.
- $a$  dimensión lateral del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje en la dirección considerada, en m.
- $e$  excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje respecto del baricentro de la sección transversal; siempre positiva, en m.
- $h$  dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada, en m.
- $\alpha$  ángulo de inclinación de la fuerza en un cable respecto del eje del elemento; es positivo para cables concéntricos o si la fuerza de anclaje apunta hacia el baricentro de la sección, y negativo si la fuerza de anclaje apunta en dirección contraria al baricentro de la sección.

#### 5.10.9.6.4. Fuerzas de tracción en los bordes

La fuerza de tracción en los bordes longitudinales se puede determinar a partir de un análisis de una sección ubicada a un medio de la altura de la sección a partir de la superficie cargada considerada como una viga solicitada por una combinación de flexión y carga axial. La fuerza de descantillado se puede tomar igual a la fuerza de tracción en los bordes longitudinales pero no menor que lo especificado en el Artículo 5.10.9.3.2.

#### 5.10.9.7. Diseño de las zonas locales

##### 5.10.9.7.1. Dimensiones de la zona local

En caso que:

- El fabricante no haya provisto recomendaciones sobre distancia mínima a los bordes, o bien
- El fabricante haya recomendado una distancia mínima a los bordes pero esta distancia no haya sido verificada independientemente,

Las dimensiones transversales de la zona local, en cada dirección, se deberán tomar como el mayor valor entre:

- El tamaño de la correspondiente placa de apoyo, más **dos veces** el recubrimiento mínimo de hormigón requerido de acuerdo con la aplicación y entorno en particular, y
- La dimensión exterior de cualquier armadura de confinamiento requerida, más el recubrimiento de hormigón requerido para la armadura de confinamiento de acuerdo con la aplicación y entorno en particular.

El recubrimiento requerido para protección contra la corrosión deberá ser como se especifica en el Artículo 5.12.3.

Si para un dispositivo de anclaje en particular el fabricante recomienda valores para el recubrimiento mínimo, separación y distancias a los bordes, y si estas dimensiones han sido verificadas independientemente, las dimensiones transversales de la zona local en cada dirección se deberán tomar como el menor valor entre:

- **Dos veces** la distancia a los bordes especificada por el proveedor de los dispositivos de anclaje, y
- La separación entre centros de los anclajes, especificada por el proveedor de los dispositivos de anclaje.

Las recomendaciones sobre separación y distancia a los bordes de los anclajes, provistas por el fabricante de los anclajes, se deberán considerar como valores mínimos.

La longitud de la zona local a lo largo del eje del cable no se deberá tomar menor que:

- El máximo ancho de la zona local;
- La longitud de la armadura de confinamiento del dispositivo de anclaje, o
- Para dispositivos de anclaje con múltiples superficies de apoyo, la distancia entre la superficie de hormigón cargada y la parte inferior de cada superficie de apoyo, más la máxima dimensión de dicha superficie de apoyo.

La longitud de la zona local no se deberá tomar mayor que **1,5 veces** el ancho de la zona local.

#### 5.10.9.7.2. Resistencia del apoyo

Los dispositivos de anclaje normales deberán satisfacer los requisitos aquí especificados. Los dispositivos de anclaje especiales deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.10.9.7.3.

Si se dispone armadura en la zona general que satisface el Artículo 5.10.9.3.2, y si la extensión del hormigón a lo largo del eje del cable delante del dispositivo de anclaje es como mínimo **dos veces** la longitud de la zona local como se define en el Artículo 5.10.9.7.1, la resistencia minorada del apoyo de los anclajes se deberá tomar como:

$$P_r = 1000 \phi f_n A_b \quad (5.10.9.7.2-1)$$

Siendo  $f_n$  el menor valor entre:

$$f_n = 0,7 f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}} \quad (5.10.9.7.2-2)$$

y

$$f_n = 2,25 f'_{ci} \quad (5.10.9.7.2-3)$$

donde:

- $\phi$  factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2.
- $A$  máxima área de la parte de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma, y que no se superpone con las áreas similares correspondientes a los dispositivos de anclaje adyacentes, en m<sup>2</sup>.
- $A_g$  área bruta de la placa de apoyo calculada de acuerdo con los requisitos aquí especificados, en m<sup>2</sup>.
- $A_b$  área neta efectiva de la placa de apoyo calculada como el área  $A_g$  menos el área de los orificios de la placa de apoyo, en m<sup>2</sup>.
- $f'_{ci}$  resistencia nominal del hormigón al momento de aplicar la fuerza en el cable, en MPa.

Se puede utilizar la totalidad del área de la placa de apoyo para  $A_g$ , y para el cálculo de  $A_b$ , si el material de la placa no entra en fluencia bajo la fuerza mayorada en el cable, y la esbeltez de la placa de apoyo,  $n/t$ , deberá satisfacer:

$$n/t \leq 0,08 \left( \frac{E_b}{f_b} \right)^{0,33} \quad (5.10.9.7.2-4)$$

donde:

- $t$  espesor promedio de la placa de apoyo, en m.
- $E_b$  módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo, en MPa.
- $f_b$  tensión en la placa de anclaje en una sección tomada en el borde del orificio u orificios en forma de cuña, en MPa.
- $n$  proyección de la placa de base más allá del orificio en forma de cuña o placa de acuñaamiento, según corresponda, en m.

Para anclajes con placas de acuñaamiento separadas,  $n$  se puede tomar como la mayor distancia entre el borde exterior de la placa de acuñaamiento y el borde exterior de la placa de apoyo. Para las placas de apoyo rectangulares, esta distancia se deberá medir paralela a los bordes de la placa de apoyo. Si el anclaje no tiene una placa de acuñaamiento separada,  $n$  se puede tomar como la proyección más allá del perímetro exterior del grupo de orificios en la dirección considerada.

Para las placas de apoyo que no satisfacen el requisito de esbeltez aquí especificado, el área bruta efectiva del apoyo,  $A_g$ , se deberá tomar como:

- Para anclajes con placas de acuñaamiento separadas:
  - El área geoméricamente similar a la placa de acuñaamiento, con sus dimensiones incrementadas en **dos veces** el espesor de la placa de apoyo,
- Para anclajes sin placas de acuñaamiento separadas:

El área geoméricamente similar al perímetro exterior de los orificios en forma de cuña, con sus dimensiones incrementadas en **dos veces** el espesor de la placa de apoyo.

### 5.10.9.7.3. Dispositivos de anclaje especiales

Se pueden utilizar dispositivos de anclaje especiales que no satisfacen los requisitos especificados en el Artículo 5.10.9.7.2, siempre que estos dispositivos hayan sido ensayados por una Institución pública o privada independiente aceptable para el Proyectista y que hayan satisfecho los criterios de aceptación especificados en los Artículos 10.3.2 y 10.3.2.3.10 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Las armaduras para la zona de anclaje local provistas como parte de un sistema patentado de postesado deberán estar indicadas en los planos de postesado que se usarán en taller. El ajuste de la armadura de tracción de la zona de anclaje general para considerar la armadura provista como parte de un sistema patentado de postesado se puede considerar como parte del proceso de aprobación de los planos de taller. El “Engineer of Record” seguirá siendo responsable por el diseño de la armadura de la zona de anclaje general.

A menos que el “Engineer of Record” exija que se ensaye la capacidad de cada uno de los dispositivos de anclaje, para una serie de dispositivos de anclaje especiales similares se puede requerir solamente el ensayo de muestras representativas.

### 5.10.10. Zonas de anclaje de pretensado

#### 5.10.10.1. Resistencia al hendimiento

La resistencia al hendimiento de las zonas de anclaje de pretensado provista por armadura en los extremos de las vigas pretensadas se deberá tomar como:

$$P_r = 1000 f_s A_s \quad (5.10.10.1-1)$$

donde:

$f_s$  tensión en el acero no mayor que **140 MPa**.

$A_s$  área total de la armadura ubicada en una distancia  **$h/4$**  a partir del extremo de la viga, en  $m^2$ .

$h$  altura total del elemento prefabricado en la dirección en el cual la resistencia al hendimiento está siendo evaluada, en m.

Para vigas de sección **I** o vigas **Bulb-T** pretensadas,  $A_s$  se deberá tomar como el área total de la armadura vertical ubicada dentro de una distancia  **$h/4$**  medida a partir del extremo del elemento, donde  $h$  es la altura total del elemento, en m.

Para losas sólidas o huecas pretensadas,  $A_s$  se deberá tomar como el área total de la armadura horizontal ubicada dentro de una distancia  **$h/4$**  medida a partir del extremo del elemento, donde  $h$  es el ancho total del elemento, en m.

Para vigas cajón o vigas tipo omega invertida pretensadas,  $A_s$  se deberá tomar como el área total de la armadura vertical o armadura horizontal ubicada dentro de una distancia

$h/4$  medida a partir del extremo del elemento, donde  $h$  es el menor entre el ancho total y la altura total del elemento, en m.

Para elementos pretensados con múltiples almas,  $A_s$  se deberá tomar como el área total de la armadura vertical, dividido en partes iguales entre las almas, y ubicada dentro de una distancia  $h/4$  medida a partir del extremo de cada alma.

La resistencia no deberá ser menor que **4 por ciento** de la fuerza de pretensado total en el momento de la transferencia.

La armadura deberá estar tan cerca del extremo de la viga como sea posible.

La armadura utilizada para cumplir este requisito puede también ser utilizada para satisfacer otros requisitos de diseño.

#### **5.10.10.2. Armadura de confinamiento**

Excepto en las vigas cajón, en las vigas se deberá disponer armadura para confinar el acero de pretensado en el ala inferior en una distancia igual a  **$1,5 \cdot d$**  a partir del extremo de las vigas. La armadura no deberá ser menor que barras conformadas  **$d_b 10$** , con una separación no mayor que  **$0,15 m$**  y con forma para encerrar los cordones.

En las vigas cajón, se deberá proveer armadura transversal, y esta armadura se deberá anclar prolongando la rama del estribo hacia el alma de la viga.

#### **5.10.11. Requisitos para el diseño sismorresistente (A definir por INPRES)**

#### **5.10.12. Armadura para elementos comprimidos de sección rectangular hueca**

##### **5.10.12.1. Requisitos generales**

El área de la armadura longitudinal en la sección transversal no deberá ser menor que  **$0,01$  veces** el área bruta de hormigón.

En cada pared de la sección transversal se deberán disponer dos capas de armadura, una capa próxima a cada cara de la pared. Las áreas de armadura en las dos capas deberán ser aproximadamente iguales.

##### **5.10.12.2. Separación de las armaduras**

La separación lateral entre los centros de las barras de la armadura longitudinal no deberá ser mayor que el menor valor entre  **$1,5$  veces** el espesor de la pared y  **$0,45 m$** .

La separación longitudinal entre los centros de las barras de la armadura lateral no deberá ser mayor que el menor valor entre  **$1,25$  veces** el espesor de la pared y  **$0,30 m$** .

##### **5.10.12.3. Estribos cerrados**

Se deberán proveer estribos transversales entre las capas de armadura en cada pared. Los estribos transversales deberán tener un gancho con un ángulo de doblado de  **$135^\circ$**  en uno de sus extremos y un gancho con un ángulo de doblado de  **$90^\circ$**  en el otro. Los estribos transversales se deberán ubicar en las intersecciones de la malla de barras, y los ganchos de todos los estribos deberán encerrar tanto barras laterales como longitudinales en las intersecciones. Cada barra de armadura longitudinal y cada barra de armadura lateral deberá ser encerrada por el gancho de un estribo transversal a una separación no mayor que  **$0,60 m$** .

En los elementos construidos por dovelas, se deberán disponer estribos transversales adicionales a lo largo de los bordes superior e inferior de cada dovela. Los estribos transversales se deberán colocar con el fin de vincular los extremos de cada par de barras de armadura longitudinal interna y externa en las paredes de la sección transversal.

#### 5.10.12.4. Empalmes

Las barras de armadura lateral se pueden unir en las esquinas de la sección transversal por superposición con ángulos de doblado de **90°**. No estarán permitidos los empalmes rectos por yuxtaposición de las barras de armadura lateral, a menos que en la longitud del empalme las barras superpuestas estén encerradas por los ganchos de al menos cuatro estribos transversales ubicados en las intersecciones de las barras laterales y barras longitudinales.

#### 5.10.12.5. Estribos cerrados de esquina

Siempre que sea posible, las barras longitudinales ubicadas en las esquinas de la sección transversal deberán estar encerradas por estribos cerrados. Si no es posible colocar dichos estribos cerrados, se pueden utilizar pares de barras o alambres en forma de **U** cuyas ramas tengan una longitud como mínimo igual al doble del espesor de la pared y orientadas a **90°** una respecto de la otra.

Las vainas de postesado ubicadas en las esquinas de la sección transversal deberán estar ancladas en las regiones de las esquinas mediante estribos cerrados o estribos que tienen un ángulo de doblado de **90°** en cada extremo de manera que encierren al menos una barra longitudinal cerca de la cara externa de la sección transversal.

### 5.11. ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS

#### 5.11.1. Requisitos generales

##### 5.11.1.1. Requisitos básicos

La armadura en cada sección determinada por cálculo se deberá anclar a cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida, un gancho, un dispositivo mecánico, o una combinación de ellos. Los ganchos y anclajes mecánicos sólo se podrán utilizar para anclar barras o alambres en tracción.

##### 5.11.1.2. Armadura de flexión

###### 5.11.1.2.1. Requisitos generales

Las secciones críticas para el anclaje de la armadura de los elementos solicitados a flexión, son las secciones que presentan las máximas solicitaciones de flexión y las secciones en el tramo donde se interrumpe o se dobla la armadura de dicho elemento.

Excepto en los apoyos de tramos simplemente apoyados y en los extremos libres de voladizos, la armadura se deberá prolongar más allá de la sección en la que ya no es necesaria para resistir flexión en una distancia no menor que:

- La altura útil del elemento,
- **15 veces** el diámetro nominal de la barra, o
- **1/20** de la luz libre del tramo.

La armadura que se continúa se deberá prolongar como mínimo una longitud igual a la longitud de anclaje,  $l_d$ , especificada en el Artículo 5.11.2, más allá de la sección a partir de

la cual las barras o alambres doblados o interrumpidos no sean necesarios para soportar esfuerzos de tracción por flexión.

En ninguna sección se deberá interrumpir más del **50 por ciento** de la armadura, y en esa misma sección no se deberán interrumpir barras adyacentes.

La armadura de tracción también se puede anclar ya sea doblándola de manera que atraviese el alma dentro de la cual está ubicada e interrumpiéndola en el área comprimida, proporcionando la longitud de anclaje  $l_d$  a la sección de diseño, o bien haciéndola continua con la armadura en la cara opuesta del elemento.

Se deberán proveer anclajes suplementarios para la armadura de tracción, en los elementos solicitados a flexión, si la fuerza en la armadura no es directamente proporcional al momento mayorado según se describe a continuación:

- Zapatas con pendiente, escalonadas o de sección variable,
- Ménsulas cortas,
- Elementos de gran altura solicitados a flexión, o
- Elementos en los cuales la armadura de tracción no es paralela a la cara comprimida.

#### **5.11.1.2.2. Armadura de momento positivo**

Como mínimo **1/3** de la armadura de momento positivo en los elementos simplemente apoyados y **1/4** de la armadura de momento positivo en los elementos continuos se deberá prolongar a lo largo de la misma cara del elemento más allá del eje del apoyo. En las vigas esta prolongación no deberá ser menor que **0,15 m**.

#### **5.11.1.2.3. Armadura de momento negativo**

Como mínimo **1/3** de la armadura total de tracción provista en un apoyo para resistir el momento negativo, deberá tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión no menor que:

- La altura útil del elemento,
- **12 veces** el diámetro nominal de la barra, y
- **0,0625 veces** la luz libre del tramo.

#### **5.11.1.2.4. Uniones resistentes al momento**

La armadura de flexión en los elementos continuos, restringidos o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, se deberá detallar de manera que haya continuidad de las armaduras en las intersecciones con otros elementos para desarrollar la resistencia nominal al momento de la unión.

En Zonas Sísmicas 3 y 4 (a definir por INPRES), las uniones se deberán detallar de manera que resistan los momentos y cortes resultantes de las cargas horizontales que atraviesan la unión.

## 5.11.2. Anclaje de las armaduras

Para armaduras conforme a la norma ASTM A1035/A1035M, el valor de la tensión de fluencia especificada  $f_y$  de la armadura utilizada en este Artículo se tomará como **690 MPa**.

### 5.11.2.1. Barras conformadas y alambre conformado en tracción

#### 5.11.2.1.1. Longitud de anclaje en tracción

La longitud de anclaje en tracción,  $\ell_d$ , no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción,  $\ell_{db}$ , aquí especificada y el factor o los factores de modificación especificados en los Artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3. La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que **0,30 m**, excepto para empalmes por yuxtaposición como se especifica en el Artículo 5.11.5.3.1 y el anclaje de la armadura de corte especificado en el Artículo 5.11.2.6.

La longitud básica de anclaje en tracción,  $\ell_{db}$ , en [m], se deberá tomar como:

- Para barras  $d_b 32$  y menores 
$$\frac{18,74 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

pero no menor que  $0,058 d_b f_y$
- Para barras  $d_b 40$  
$$\frac{0,026 f_y}{\sqrt{f'_c}}$$
- Para alambre conformado 
$$\frac{0,362 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

donde:

- $A_b$  sección de la barra o alambre, en  $m^2$ .
- $f_y$  tensión de fluencia especificada de las barras de armadura, en MPa.
- $f'_c$  resistencia especificada a la compresión del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.
- $d_b$  diámetro de la barra o alambre, en m.

#### 5.11.2.1.2. Factores de modificación que aumentan $\ell_d$

La longitud básica de anclaje,  $\ell_{db}$ , se deberá multiplicar por el siguiente factor o los siguientes factores, según corresponda:

- Para armadura superior horizontal o casi horizontal, colocada de manera que haya más de **0,30 m** de hormigón fresco colado debajo de la armadura **1,4**

- Para hormigón con agregados de bajo peso unitario para el cual se especifica  $f_{ct}$ , en MPa  $\frac{0,58 \sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1,0$
- Para hormigón de bajo peso unitario para el cual no se especifica  $f_{ct}$  1,3
- Para hormigón con arena de bajo peso unitario para el cual no se especifica  $f_{ct}$  1,2

Si se utiliza arena para reemplazar sólo parte del agregado, se puede interpolar linealmente entre los requisitos para hormigón de bajo peso unitario y aquellos para hormigón con arena de bajo peso unitario.

- Para barras recubiertas con resina epoxi en las cuales el recubrimiento de hormigón es menor que  $3 \cdot d_b$  o la separación libre entre las barras es menor que  $6 \cdot d_b$  1,5
- Para barras recubiertas con resina epoxi no cubiertas por el ítem anterior 1,2

No es necesario que el producto entre el factor correspondiente a armadura superior y el factor aplicable en el caso de barras recubiertas con resina epoxi sea mayor que 1,7.

### 5.11.2.1.3. Factores de modificación que reducen $\ell_d$

La longitud básica de anclaje,  $\ell_{db}$ , modificada aplicando los factores especificados en el Artículo 5.11.2.1.2, se puede multiplicar por los siguientes factores:

- Si la armadura que se está anclando en la longitud considerada tiene una separación lateral entre centros de al menos **0,15 m**, y tiene un recubrimiento libre medido en la dirección de la separación no menor que **75 mm** 0,8
- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si en un elemento solicitado a flexión hay más armadura que la requerida por el cálculo  $\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ adoptada}}$
- Si la armadura está encerrada por un zuncho formado por una barra o alambre de no menos de **6 mm** de diámetro y con un paso de no más de **0,10 m** 0,75

### 5.11.2.2. Barras conformadas en compresión

#### 5.11.2.2.1. Longitud de anclaje en compresión

La longitud de anclaje,  $l_d$ , para barras conformadas en compresión no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje aquí especificada y los factores de modificación aplicables, especificados en el Artículo 5.11.2.2.2, ni menor que **0,20 m**.

La longitud básica de anclaje,  $l_{db}$ , para las barras conformadas en compresión deberá satisfacer:

$$l_{db} \geq \frac{0,24 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.2.1-1)$$

o

$$l_{db} \geq 0,044 d_b f_y \quad (5.11.2.2.1-2)$$

donde:

$f_y$  tensión de fluencia especificada de las barras de armadura, en MPa.

$f'_c$  resistencia a la compresión especificada del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.

$d_b$  diámetro de la barra, en m.

#### 5.11.2.2.2. Factores de modificación

La longitud básica de anclaje,  $l_{db}$ , se puede multiplicar por los siguientes factores:

- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si hay más armadura que

la requerida por el cálculo

$$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ adoptada}}$$

- Si la armadura está encerrada por un zuncho formado por una barra o alambre de no menos de **6 mm** de diámetro y con un paso de no más de **0,10 m**

**0,75**

#### 5.11.2.3. Paquetes de barras

La longitud de anclaje de las barras individuales que forman parte de un paquete, en tracción o compresión, deberá ser la correspondiente a la barra individual aumentada un **20 por ciento** en el caso de paquetes de tres barras ó **33 por ciento** en el caso de paquetes de cuatro barras.

Para determinar los factores especificados en los Artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3, un paquete de barras se deberá tratar como una única barra cuyo diámetro se deberá determinar a partir del área total equivalente.

#### 5.11.2.4. Ganchos normales en tracción

##### 5.11.2.4.1. Longitud básica de anclaje de un gancho

La longitud de anclaje,  $\ell_{dh}$ , en m, para las barras o alambres conformados en tracción que terminan en un gancho normal según lo especificado en el Artículo 5.10.2.1 no deberá ser menor que:

- El producto entre la longitud básica de anclaje  $\ell_{hb}$ , según se especifica en la Ecuación 5.11.2.4.1-1, y el factor o los factores de modificación aplicables, según lo especificado en el Artículo 5.11.2.4.2;
- **8,0 diámetros** de barra; ó
- **0,15 m.**

La longitud básica de anclaje,  $\ell_{hb}$ , para una barra terminada en gancho con una tensión de fluencia,  $f_y$ , menor o igual que **420 MPa** se deberá tomar como:

$$\ell_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.4.1-1)$$

donde:

$d_b$  diámetro de la barra, en m.

$f'_c$  resistencia especificada a la compresión del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.

#### 5.11.2.4.2. Factores de modificación

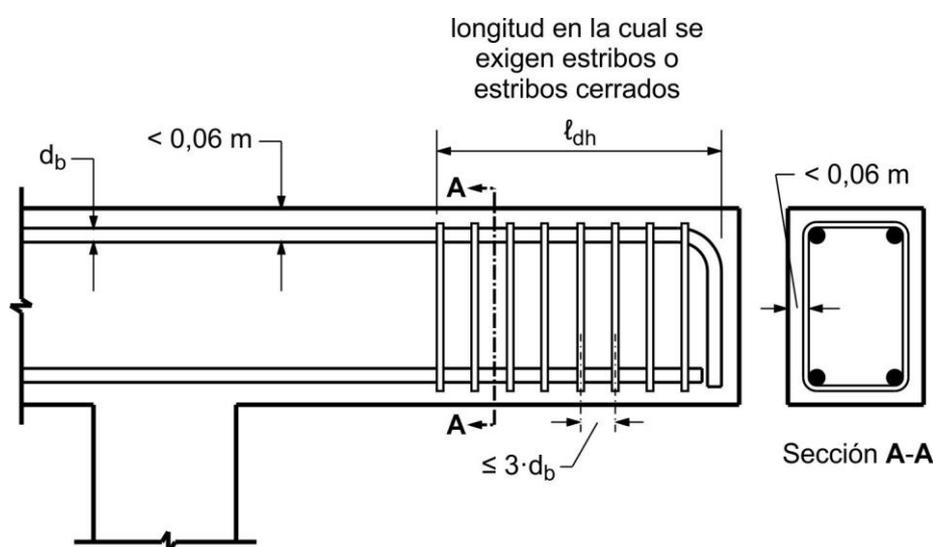
La longitud básica de anclaje de un gancho,  $\ell_{hb}$ , se deberá multiplicar por el siguiente factor o los siguientes factores, según corresponda:

- Si la tensión de fluencia de la armadura es superior a **420 MPa**  $\frac{f_y}{420}$
- Si el recubrimiento lateral para barras  **$d_b \geq 32$**  o menores, perpendicular al plano del gancho, es mayor o igual que **60 mm**, y para ganchos a **90°**, el recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no es menor que **50 mm**  $0,7$
- Si los ganchos para barras  **$d_b \geq 32$**  y menores están encerrados vertical u horizontalmente dentro de estribos abiertos o estribos cerrados en toda la longitud de anclaje,  $\ell_{dh}$ , y la separación de estos estribos no es mayor que  **$3 \cdot d_b$**   $0,8$
- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia, o si hay más armadura que la requerida por el cálculo  $\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ adoptada}}$

- Si se utiliza hormigón con agregados de bajo peso unitario **1,3**
- Si se utiliza armadura recubierta con resina epoxi **1,2**

#### 5.11.2.4.3. Estribos para las barras terminadas en gancho

Para las barras que se anclan mediante un gancho normal en los extremos discontinuos de elementos en los cuales tanto el recubrimiento lateral como el recubrimiento superior o inferior es menor que **0,06 m**, la barra terminada en gancho deberá estar encerrada dentro de estribos abiertos o estribos cerrados con una separación a lo largo de la totalidad de la longitud de anclaje,  $\ell_{dh}$ , no mayor que  $3 \cdot d_b$ . Este requisito se ilustra en la Figura 5.11.2.4.3-1. No se deberá aplicar el factor para armadura transversal, especificado en el Artículo 5.11.2.4.2.



**Figura 5.11.2.4.3-1. Estribos para las barras terminadas en gancho**

#### 5.11.2.5. Malla soldada de alambre

##### 5.11.2.5.1. Malla de alambre conformado

Para todas las aplicaciones exceptuando la armadura de corte, la longitud de anclaje,  $\ell_{hd}$ , en m, de la malla de acero soldada de alambres conformados, medida entre la sección crítica y el extremo del alambre, no deberá ser menor que:

- El producto entre la longitud básica de anclaje y el factor o los factores de modificación aplicables, según se especifica en el Artículo 5.11.2.2.2, ó
- **0,20 m**, excepto para los empalmes por yuxtaposición, según se especifica en el Artículo 5.11.6.1.

El anclaje de la armadura de corte deberá ser como se especifica en el Artículo 5.11.2.6. La longitud básica de anclaje,  $\ell_{hd}$ , de una malla de acero soldada de alambres conformados, con al menos un alambre transversal dentro de la longitud de anclaje como mínimo a **0,05 m** de la sección crítica, deberá satisfacer lo siguiente:

$$\ell_{hd} \leq 0,36 d_b \frac{(f_y - 136)}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.1-1)$$

o

$$\ell_{hd} \leq 2,40 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.1-2)$$

donde:

$A_w$  área de un alambre individual a anclar o empalmar, en m<sup>2</sup>.

$s_w$  separación de los alambres a anclar o empalmar, en m.

La longitud básica de anclaje de una malla de acero soldada de alambre conformado, sin alambres transversales dentro de la longitud de anclaje, se deberá determinar como para el caso de alambre conformado de acuerdo con el Artículo 5.11.2.1.1.

#### 5.11.2.5.2. Malla de alambre liso

La tensión de fluencia de una malla de acero soldada de alambre liso se considerará desarrollada por el embebimiento de dos alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de **0,05 m** de la sección crítica. Caso contrario, la longitud de anclaje,  $\ell_d$ , medida entre el punto de la sección crítica y el alambre transversal más externo, se deberá tomar como:

$$\ell_d = 3,24 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.2-1)$$

La longitud de anclaje se deberá modificar si hay más armadura que la requerida por el cálculo, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.11.2.4.2, y por el factor correspondiente a hormigón de bajo peso unitario, especificado en el Artículo 5.11.2.1.2, cuando corresponda.

Sin embargo,  $\ell_d$  no se deberá tomar menor que **0,15 m**, excepto para empalmes por yuxtaposición como se especifica en el Artículo 5.11.6.2.

#### 5.11.2.6. Armadura de corte

##### 5.11.2.6.1. Requisitos generales

Los estribos para los tubos de hormigón deberán satisfacer los requisitos del Artículo 12.10.4.2.7, y no estarán sujetos a los requisitos aquí especificados.

La armadura de corte se deberá ubicar tan cerca de las superficies de los elementos como lo permitan los requisitos sobre recubrimiento y la proximidad de otras armaduras.

Entre extremos anclados, cada codo de la parte continua de un estribo en **U**, simple o múltiple, deberá encerrar una barra longitudinal.

Las barras longitudinales dobladas para actuar como armadura transversal deberá ser continua con la armadura longitudinal si se extiende en una región de tracción y, si se extiende en una región de compresión, se deberá anclar más allá de la mitad de la altura

del elemento,  $h/2$ , tal como se especifica para la longitud de anclaje de aquella parte del esfuerzo en la armadura requerida para satisfacer la Ecuación 5.8.3.3-5.

#### 5.11.2.6.2. Anclaje de las armaduras conformadas

Los extremos de las ramas individuales de los estribos **U**, simples o múltiples, se deberán anclar de la siguiente manera:

- Para una tensión de fluencia especificada  $f_y \leq 220 \text{ MPa}$ . Tanto las barras y alambres con  $d_b \leq 16 \text{ mm}$  como las barras con  $16 \text{ mm} < d_b \leq 25 \text{ mm}$ , se deben anclar con:

Un gancho normal alrededor de la armadura longitudinal, y

- Para una tensión de fluencia especificada  $f_y > 220 \text{ MPa}$ . Para estribos con  $16 \text{ mm} < d_b \leq 25 \text{ mm}$ , se deben anclar con:

Un gancho normal alrededor de una barra longitudinal, más una longitud embebida entre la semialtura del elemento y el extremo exterior del gancho, siendo  $\ell_e$  no menor que:

$$\ell_e \geq \frac{0,17 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.6.2-1)$$

#### 5.11.2.6.3. Anclaje de las armaduras de malla de alambre

Cada rama de una malla de acero soldada de alambre liso, que constituya un estribo simple en **U**, se debe anclar mediante alguna de las siguientes posibilidades:

- Dos alambres longitudinales ubicados con una separación de  $0,05 \text{ m}$  a lo largo del elemento en la parte superior del estribo con forma de **U**, o
- Un alambre longitudinal ubicado a no más de  $d/4$  de la cara comprimida y un segundo alambre más próximo a la cara comprimida, con una separación no menor que  $0,05 \text{ m}$  con respecto a la ubicación del primer alambre. El segundo alambre se puede ubicar en una rama del estribo, más allá del doblado de dicha rama, ya sea con un ángulo de  $90^\circ$ , o con ángulo de doblado cuyo diámetro interno no sea menor que  $8 \cdot d_b$ .

Cada extremo de un estribo simple de una rama, realizado con una malla de acero soldada de alambre liso o conformado, se debe anclar mediante dos alambres longitudinales, con una separación mínima de  $0,05 \text{ m}$  y con un alambre interior ubicado, como mínimo, a  $d/4$  ó  $0,05 \text{ m}$ , el valor que resulte mayor, desde la mitad de la altura útil del elemento,  $d/2$ . El alambre longitudinal exterior en la cara traccionada no debe estar ubicado más lejos de dicha cara que la capa de armadura principal de flexión más cercana a la cara traccionada.

#### 5.11.2.6.4. Estribos cerrados

Pares de estribos en **U** o estribos cerrados, ubicados formando una unidad cerrada, se considerarán correctamente anclados y empalmados si la longitud de empalme no es menor que  $1,7 \cdot \ell_d$ , siendo  $\ell_d$  en este caso la longitud de anclaje para las barras en tracción.

En los elementos con una altura útil de no menos de **0,50 m**, los empalmes de estribos cerrados para los cuales la fuerza de tracción resultante de las cargas mayoradas,  $A_b \cdot f_y$ , no es mayor que **40 kN** por rama, se pueden considerar adecuados si las ramas de los estribos se prolongan en la totalidad de la altura disponible del elemento.

La armadura transversal por torsión se hará totalmente continua y estará anclada por ganchos normales con un ángulo de doblado de **135°** alrededor de la armadura longitudinal.

### 5.11.3. Anclaje mediante anclajes mecánicos

Se puede utilizar como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia de la armadura sin dañar el hormigón. El comportamiento de los anclajes mecánicos se deberá verificar mediante ensayos en laboratorio.

El anclaje de la armadura se puede lograr mediante la combinación de un anclaje mecánico y la longitud embebida adicional de la armadura entre el punto de máxima tensión en la barra y el anclaje mecánico.

Si se han de utilizar anclajes mecánicos, en el pliego de especificaciones técnicas se deberán indicar todos los detalles de dichos anclajes.

### 5.11.4. Anclaje de los cordones de pretensado

#### 5.11.4.1. Requisitos generales

Al determinar la resistencia de los elementos de hormigón pretensado en las regiones de sus extremos, se deberá considerar el aumento gradual de la fuerza en los cordones en las longitudes de transferencia y anclaje.

Se puede suponer que la tensión en el acero de pretensado varía linealmente desde **0,0** en el punto donde comienza la adherencia hasta la tensión efectiva luego de las pérdidas,  $f_{pe}$ , en el extremo de la longitud de transferencia.

Entre el extremo de la longitud de transferencia y la longitud de anclaje, se puede suponer que la tensión en el cordón aumenta linealmente, alcanzando la tensión correspondiente a la resistencia nominal,  $f_{ps}$ , en la longitud de anclaje.

A los fines del presente Artículo, la longitud de transferencia se puede tomar como **60 diámetros** de cordón, y la longitud de anclaje se deberá tomar como se especifica en el Artículo 5.11.4.2.

Se deberán considerar los efectos de la desadherencia como se especifica en el Artículo 5.11.4.3.

#### 5.11.4.2. Cordones adherentes

Los cordones de pretensado deberán estar adheridos más allá de la sección requerida para desarrollar  $f_{ps}$  en una longitud de anclaje,  $\ell_d$ , en m, donde  $\ell_d$  deberá satisfacer:

$$\ell_d \geq \kappa \left( f_{ps} - \frac{2}{3} f_{pe} \right) d_b \quad (5.11.4.2-1)$$

donde:

$d_b$  diámetro nominal del cordón, en m.

- $f_{ps}$  tensión media en el acero de pretensado en el momento para el cual se requiere la resistencia nominal del elemento, en MPa.
- $f_{pe}$  tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas, en MPa.
- $\kappa$  **1,0** en el caso de paneles pretensados, pilotes, y otros elementos pretensados con una altura no mayor que **0,60 m**.
- $\kappa$  **1,6** en el caso de elementos pretensados con una altura mayor que **0,60 m**.

La variación de la tensión de diseño en el cordón de pretensado, desde el extremo libre del cordón, se puede calcular de la siguiente manera:

- Desde el punto donde comienza la adherencia hasta el extremo de la longitud de transferencia:

$$f_{px} = \frac{f_{pe} \ell_{px}}{60 d_b} \quad (5.11.4.2-2)$$

- Desde el extremo de la longitud de transferencia y hasta el extremo de la longitud de anclaje del cordón:

$$f_{px} = f_{pe} + \left( \frac{\ell_{px} - 60 d_b}{\ell_d - 60 d_b} \right) (f_{ps} - f_{pe}) \quad (5.11.4.2-3)$$

donde:

- $\ell_{px}$  distancia desde el extremo libre del cordón de pretensado hasta la sección del elemento en estudio, en m.
- $f_{px}$  tensión de diseño en el cordón de pretensado para el cálculo de la resistencia nominal a flexión correspondiente a la sección del elemento en estudio, en MPa.

### 5.11.4.3. Cordones parcialmente desadheridos

Si una o más partes de un cordón de pretensado no son adherentes y si existe tracción en la zona de tracción precomprimida, la longitud de anclaje, medida desde el extremo de la zona desadherida, se deberá determinar utilizando la Ecuación 5.11.4.2-1 con un valor de  **$\kappa = 2,0$** .

El número de cordones parcialmente desadheridos no debe ser mayor que **25 por ciento** del número total de cordones.

En ninguna fila horizontal el número de cordones desadheridos deberá ser mayor que **40 por ciento** de los cordones en dicha fila.

En todos los cordones la longitud desadherida deberá ser tal que se satisfagan todos los estados límite con consideración de la resistencia de anclaje total en cualquier sección analizada. El número de cordones desadheridos que se interrumpen en una misma sección no deberá ser mayor que **40 por ciento** del número total de cordones desadheridos ni mayor que cuatro cordones.

Los cordones desadheridos se deberán distribuir simétricamente respecto del eje del elemento. Las longitudes desadheridas de pares de cordones ubicados simétricamente respecto del eje del elemento deberán ser iguales.

Los cordones exteriores de cada fila horizontal deberán estar totalmente adheridos.

### 5.11.5. Empalme de las barras de armadura

Para armaduras conforme a los requerimientos de la norma ASTM A1035/A1035M, el valor de  $f_y$  utilizado en este Artículo se deberá tomar igual a **690 MPa**.

#### 5.11.5.1. Detalles de armado

La documentación técnica deberá indicar los tipos, dimensiones y ubicaciones admisibles de los empalmes, incluyendo sus desfases o alternancias, de las barras de armadura.

#### 5.11.5.2. Requisitos generales

##### 5.11.5.2.1. Empalmes por yuxtaposición

Las longitudes de los empalmes por yuxtaposición de barras individuales deberán ser como se especifica en los Artículos 5.11.5.3.1 y 5.11.5.5.1.

Dentro de un paquete de barras los empalmes por yuxtaposición deberán ser como se especifica en el Artículo 5.11.2.3. Los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no se deberán superponer. No se deberán empalmar paquetes enteros mediante empalmes por yuxtaposición.

Para las armaduras solicitadas a tracción, no se deberán utilizar empalmes por yuxtaposición si las barras son mayores que  **$d_b$ 32**.

En los elementos solicitados a flexión, las barras empalmadas mediante empalmes por yuxtaposición sin contacto no deberán estar separadas transversalmente a más de **1/5** de la longitud de empalme requerida por yuxtaposición ó **0,15 m**.

Para columnas cuyas armaduras longitudinales se anclan en pilotes perforados sobredimensionados, donde las barras se empalman por medio de empalmes por yuxtaposición sin contacto, y las armaduras longitudinales de la columna y del pilote perforado están separadas transversalmente a más de **1/5** de la longitud de empalme requerida por yuxtaposición o **0,15 m**, la separación de la armadura transversal del pilote perforado en la zona de empalme debe cumplir los requisitos de la siguiente ecuación:

$$s_{max} = \frac{2 \pi A_{sh} f_{ytr} \ell_s}{k A_\ell f_{u\ell}} \quad (5.11.5.2.1-1)$$

donde:

- $s_{max}$  separación de la armadura transversal del pilote perforado, en m.
- $A_{sh}$  área de la armadura transversal o zunchos en espiral del pilote perforado, en m<sup>2</sup>.
- $f_{ytr}$  tensión de fluencia mínima especificada de la armadura transversal del pilote perforado, en MPa.
- $\ell_s$  longitud de empalme por yuxtaposición de tracción Clase **C** de la armadura longitudinal de la columna, en m.

- $A_e$  área de la armadura longitudinal de la columna, en  $m^2$ .
- $f_{ue}$  resistencia mínima especificada de tracción de la armadura longitudinal de la columna, en MPa, **620 MPa** para ASTM A615 y **550 MPa** para ASTM A706.
- $k$  factor que representa, para el cálculo de la resistencia nominal, la relación entre la armadura a tracción y la armadura total de la columna

#### 5.11.5.2.2. Conexiones mecánicas

La resistencia de una conexión totalmente mecánica no deberá ser menor que **125 por ciento** de la tensión de fluencia especificada de la barra en tracción o compresión, según corresponda. El deslizamiento total de la barra dentro de la camisa de empalme del conector luego de cargar en tracción hasta **200 MPa** y relajar hasta **20 MPa** no deberá ser mayor que los siguientes desplazamientos medidos entre puntos de medición ubicados fuera de la camisa de empalme:

- Para diámetros de barra  $d_b \leq 32 \text{ mm}$       **0,25 mm**
- Para diámetros de barra  $d_b > 32 \text{ mm}$       **0,75 mm**

#### 5.11.5.2.3. Empalmes soldados

Las soldaduras de los empalmes soldados deberán satisfacer la edición vigente de la norma Structural Welding Code – Reinforcing Steel of AWS (D1.4), hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación desarrolle un documento al respecto.

Los empalmes totalmente soldados deberán desarrollar, en tracción, al menos **125 por ciento** de la tensión de fluencia especificada de la barra.

No se deberán usar empalmes soldados en los tableros.

#### 5.11.5.3. Empalme de la armadura solicitada a tracción

##### 5.11.5.3.1. Empalmes por yuxtaposición solicitados a tracción

La longitud mínima de los empalmes en tracción por yuxtaposición no deberá ser menor que **0,30 m** o ni de los siguientes valores, según se trate de empalmes Clase **A**, **B** o **C**:

- Empalmes Clase **A**       **$1,0 \cdot \ell_d$**
- Empalmes Clase **B**       **$1,3 \cdot \ell_d$**
- Empalmes Clase **C**       **$1,7 \cdot \ell_d$**

La longitud de anclaje en tracción,  $\ell_d$ , para la tensión de fluencia especificada se deberá tomar de acuerdo con el Artículo 5.11.2.

La clase de empalme por yuxtaposición requerido para las barras conformadas y el alambre conformado en tracción será como se especifica en la Tabla 5.11.5.3.1-1.

**Tabla 5.11.5.3.1-1. Clases de empalmes en tracción por yuxtaposición**

$\frac{A_s \text{ adoptada}}{A_s \text{ requerida}}^{(*)}$	Porcentaje máximo de la armadura total, $A_s$ , empalmado en la longitud requerida para dicho empalme		
	50	75	100
$\geq 2$	A	A	B
$< 2$	B	C	C

(\*) relación entre el área de la armadura adoptada y el área de la armadura requerida por cálculo.

### 5.11.5.3.2. Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción, que se utilizan donde el área de armadura adoptada es menor que **dos veces** la requerida, deberán satisfacer los requisitos correspondientes a conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldados.

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados, que se utilizan donde el área de armadura adoptada es como mínimo **dos veces** la requerida por cálculo y donde los empalmes están separados, en forma escalonada, al menos **0,60 m**, se pueden diseñar para que desarrollen en la sección como mínimo **2 veces** el esfuerzo de tracción en la barra o bien **1/2** de la mínima tensión de fluencia especificada de la armadura.

### 5.11.5.4. Empalmes en tirantes traccionados

Los empalmes de armaduras en los tirantes, o en elementos predominantemente traccionados, sólo se deberán realizar mediante empalmes totalmente soldados o conexiones totalmente mecánicas. Los empalmes en las barras o alambres adyacentes deben estar escalonados, como mínimo, una distancia igual a **0,75 m**.

### 5.11.5.5. Empalmes en las barras solicitadas a compresión

#### 5.11.5.5.1. Empalmes por yuxtaposición solicitados a compresión

La longitud del empalme por yuxtaposición de las barras comprimidas,  $\ell_c$ , no deberá ser menor que **0,30 m** o como se especifica a continuación:

- Si  $f_y \leq 420 \text{ MPa}$  entonces:

$$\ell_c = 0,07 m f_y d_b \quad (5.11.5.5.1-1)$$

o bien

- Si  $f_y > 420 \text{ MPa}$  entonces:

$$\ell_c = m (0,13 f_y - 24) d_b \quad (5.11.5.5.1-2)$$

siendo:

- Si la resistencia especificada del hormigón,  $f'_c$ , es menor que **20 MPa**  **$m = 1,33$**
- Si los estribos cerrados a lo largo del empalme tienen un área efectiva no menor que **0,15 por ciento** del producto entre el espesor del elemento comprimido y la separación de los estribos  **$m = 0,83$**
- Con zunchos en espiral  **$m = 0,75$**
- En todos los demás casos  **$m = 1,0$**

donde:

$f_y$  tensión de fluencia especificada de las barras de armadura, en MPa.

$d_b$  diámetro de la barra, en m.

Cuando se empalmen por yuxtaposición barras comprimidas de diferente diámetro, la longitud del empalme no deberá ser menor que la longitud de anclaje de la barra de mayor diámetro ni que la longitud de empalme de la barra de menor diámetro. Las barras de diámetros  $d_b > 32 \text{ mm}$  se podrán empalmar con barras de diámetros  $d_b \leq 32 \text{ mm}$ .

#### **5.11.5.5.2. Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a compresión**

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados que se utilizan en compresión deberán satisfacer los requisitos para conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldados según se especifica en los Artículos 5.11.5.2.2 y 5.11.5.2.3, respectivamente.

#### **5.11.5.5.3. Empalmes por contacto a tope**

En las barras solicitadas exclusivamente a compresión, se puede transmitir el esfuerzo de compresión entre las barras por apoyo directo de unas sobre otras, siempre que se garantice que las superficies que estarán en contacto se han aserrado en forma perpendicular al eje de la barra y se le han retirado las rebabas. Además se debe asegurar el contacto centrado mediante un elemento de guía fijo que deje parcialmente visible la junta de contacto, antes de hormigonar. Los empalmes por contacto a tope sólo se deben utilizar únicamente en aquellos elementos que tengan estribos cerrados o zunchos en espiral.

Los empalmes por contacto a tope serán escalonados, o bien se deberán proveer barras continuas en las ubicaciones de los empalmes. La resistencia minorada a la tracción de las barras continuas, en cada cara del elemento, no deberá ser menor que **0,25· $f_y$  veces** el área de la armadura en dicha cara.

#### **5.11.6. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres**

##### **5.11.6.1. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres conformados solicitados a tracción**

La longitud mínima de empalme por yuxtaposición de las mallas de acero soldadas de alambres conformados, con alambres transversales dentro de dicha longitud de empalme, medida entre los extremos de cada panel de malla, debe ser igual o mayor que el mayor

valor obtenido entre  $1,3 \cdot \ell_{hd}$  y  $0,20 \text{ m}$ . La superposición, medida entre los alambres transversales más alejados de cada malla, no deberá ser menor que  $0,05 \text{ m}$ .

Si no hay alambres transversales dentro de la longitud de empalme, la longitud de empalme por yuxtaposición de las mallas de acero soldadas de alambres conformados se deberá determinar como para el caso de alambre conformado de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.11.5.3.1.

#### **5.11.6.2. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres lisos solicitados a tracción**

Cuando en la ubicación del empalme, el valor del área de armadura adoptada sea menor que **2 veces** la armadura requerida por el cálculo, la longitud de yuxtaposición, medida entre los alambres transversales más alejados de cada malla, debe ser igual o mayor que el mayor valor obtenido entre:

- La separación entre los alambres transversales más  $0,05 \text{ m}$ ,
- $1,5 \cdot \ell_d$ ,
- $0,15 \text{ m}$

donde:

$\ell_d$  longitud de anclaje especificada en el Artículo 5.11.2, en m.

Cuando en la ubicación del empalme, el valor del área de armadura adoptada sea como mínimo **2 veces** la armadura requerida por el cálculo, la longitud de yuxtaposición, medida entre los alambres transversales más alejados de cada malla, debe ser igual o mayor que el mayor valor obtenido entre  $1,5 \cdot \ell_d$  y  $0,05 \text{ m}$ .

## **5.12. DURABILIDAD**

### **5.12.1. Requisitos generales**

Las estructuras de hormigón se deberán diseñar de manera que protejan las armaduras y el acero de pretensado contra la corrosión durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.

La documentación técnica deberá indicar los requisitos especiales que pudieran ser necesarios para proveer durabilidad. Se deberán identificar las zonas de la estructura en las cuales:

- Se requiere hormigón con incorporación de aire,
- Se requieren armaduras galvanizadas o recubiertas con resina epoxi,
- Se requieren hormigones con aditivos especiales,
- Se anticipa que el hormigón estará expuesto al agua de mar o a suelos o aguas sulfatadas, y

- Se requieren procedimientos de curado especiales.

Las medidas de protección para lograr durabilidad deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.5.2.1.

### 5.12.2. Agregados reactivos – Reacción álcali-sílice

Se deben aplicar los requisitos del Artículo 8.3.4 del AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación desarrolle un documento al respecto.

### 5.12.3. Recubrimiento de hormigón

A menos que aquí o en el Artículo 5.12.4 se especifique lo contrario, el recubrimiento para el acero de pretensado y las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la Tabla 5.12.3-1, modificado para considerar la relación agua-cemento. La documentación técnica deberá indicar el recubrimiento de hormigón y las tolerancias de colocación.

Para los cordones de pretensado, accesorios de anclaje y conexiones mecánicas para barras de armadura o cordones de postesado, el recubrimiento deberá ser igual que para las armaduras no pretensadas.

El recubrimiento de las vainas metálicas para cables de postesado no deberá ser menor que:

- El valor especificado para el acero de las armaduras,
- Un medio del diámetro de la vaina, o
- El valor especificado en la Tabla 5.12.3-1.

Para los tableros expuestos al tránsito de vehículos con neumáticos antideslizantes con clavos o cadenas, se deberá disponer recubrimiento adicional para compensar la pérdida de espesor que se anticipa provocará la abrasión, como se especifica en el Artículo 2.5.2.4.

Los factores de modificación según la relación **agua/cemento (a/c)** serán los siguientes:

- Para  **$a/c \leq 0,40$**                       **0,8**
- Para  **$a/c \geq 0,50$**                       **1,2**

El recubrimiento de hormigón para protección de la armadura frente a la acción del clima y otras acciones, se debe medir desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se aplica el recubrimiento. Cuando se indique un recubrimiento mínimo para un determinado elemento estructural, éste se debe medir de la siguiente forma:

- Hasta el borde exterior de los estribos abiertos, estribos cerrados, o zunchos en espiral, si la armadura transversal envuelve a la armadura principal;

- Hasta la capa exterior de la armadura, si se emplea una o más capas sin estribos cerrados o abiertos;
- Hasta los dispositivos metálicos de los extremos o hasta las vainas de los cables de postesado.

El recubrimiento mínimo, incluyendo las barras protegidas con una cobertura de resina epoxi, deberá ser de **25 mm**.

**Tabla 5.12.3-1. Recubrimiento para las armaduras no protegidas [mm]**

Situación	Recubrimiento [mm]
Exposición directa al agua salada	90
Hormigonado contra el suelo	65
Ubicaciones costeras	65
Exposición a sales anticongelantes	50
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	50
Otras situaciones exteriores	40
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras $d_b \leq 32$	30
• Barras con $d_b > 32$ mm	40
Losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras $d_b \leq 32$	30
• Barras con $d_b > 32$ mm	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	40
• Ambientes corrosivos	65

**Tabla 5.12.3-1. (Cont.) Recubrimiento para las armaduras no protegidas [mm]**

Situación	Recubrimiento [mm]
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	40
Pilares hormigonados in situ	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ambientes no corrosivos</li> </ul>	40
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ambientes corrosivos                             <ul style="list-style-type: none"> <li>○ En general</li> <li>○ Armadura protegida</li> </ul> </li> </ul>	65
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cáscaras</li> </ul>	40
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada</li> </ul>	65

Los valores indicados suponen una tolerancia constructiva de **10 mm**. En los casos de elementos prefabricados en que la metodología permita asegurar una tolerancia de **5 mm**, los valores de esta tabla podrán reducirse en **5 mm**. Esta reducción no se aplicará a pilotes prefabricados.

#### **5.12.4. Recubrimientos protectores**

Se puede proveer protección contra la corrosión inducida por el cloro utilizando un recubrimiento de resina epoxi o galvanizando el acero de las armaduras, vainas de postesado y accesorios de anclaje, y recubriendo con resina epoxi los cordones de pretensado. Para el acero con recubrimiento epoxi el recubrimiento de hormigón puede ser como se indica en la Tabla 5.12.3-1 para situaciones interiores.

#### **5.12.5. Protección de los cables de pretensado**

Las vainas para los cables de postesado internos, diseñadas para proveer resistencia por adherencia, se deberán llenar con mortero luego del tesado. Los demás cables se deberán proteger permanentemente contra la corrosión, y los detalles de la protección se deberán indicar en la documentación técnica.

### **5.13. SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

#### **5.13.1. Losas de tablero**

Para las losas de tablero los requisitos adicionales a los especificados en el Capítulo 5 serán como se especifica en el Capítulo 9.

#### **5.13.2. Diafragmas, vigas de gran altura, ménsulas cortas y vigas con resaltes horizontales**

##### **5.13.2.1. Requisitos generales**

Los diafragmas, ménsulas cortas, vigas con resaltos horizontales y otros elementos de gran altura solicitados principalmente a corte y torsión y cuya altura es grande en relación con su longitud se deberán diseñar como aquí se especifica.

Las vigas de gran altura se deberán analizar y diseñar ya sea mediante el modelo de bielas y tirantes, especificado en el Artículo 5.6.3, o bien aplicando otra teoría reconocida.

### 5.13.2.2. Diafragmas

A menos que se especifique lo contrario, se deberán proveer diafragmas en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo.

Se pueden utilizar diafragmas intermedios entre vigas en sistemas curvos o cuando sea necesario proveer resistencia torsional y para soportar el tablero en puntos de discontinuidad o en los puntos de quiebre de las vigas.

Los diafragmas intermedios se pueden utilizar entre vigas de sistemas curvos o donde sea necesario para proporcionar resistencia a la torsión y apoyo al tablero en puntos de discontinuidad o en puntos en ángulo recto a la discontinuidad o en puntos angulares en las vigas.

Para las vigas cajón ensanchadas con radio interior menor que **240 m**, se deberán utilizar diafragmas intermedios.

### 5.13.2.3. Detalles de armado para las vigas de gran altura

La resistencia minorada a la tracción,  $N_R$ , en kN, de un par transversal de barras de armadura deberá satisfacer:

$$N_R = 1000 \phi f_y A_s \geq 830 b_v s \quad (5.13.2.3.1)$$

donde:

$b_v$  ancho del alma, en m.

$f_y$  tensión de fluencia especificada de las armaduras, en MPa.

$A_s$  área de acero en una distancia  $s$ , en m<sup>2</sup>.

$\phi$  factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2.

$s$  separación de las armaduras, en m.

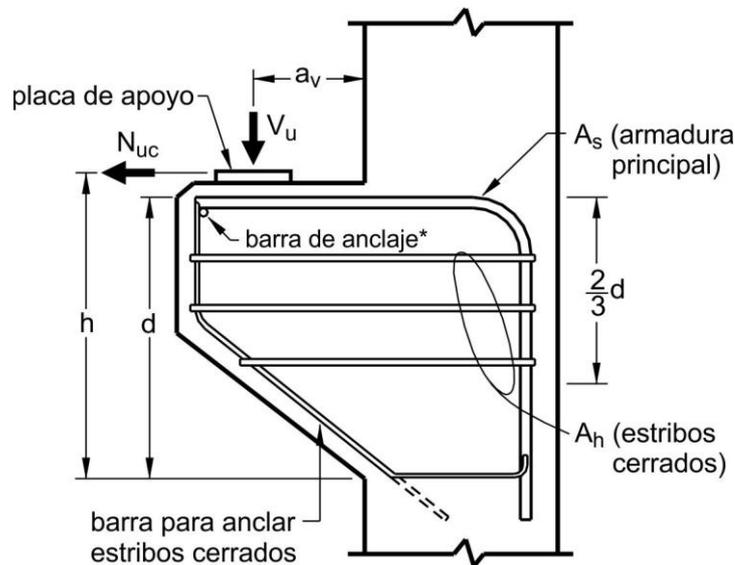
La separación de la armadura transversal,  $s$ , no deberá ser mayor que  **$d/4$  ó  $0,30 m$** .

Se deberán distribuir barras longitudinales adherentes uniformemente en cada cara de los elementos verticales de a pares. La resistencia a la tracción de un par de armaduras adherentes no deberá ser menor que el valor especificado por la Ecuación 5.13.2.3-1. La separación vertical entre cada par de armaduras,  $s$ , no deberá ser mayor que  **$d/3$  ó  $0,30 m$** . En los elementos cuyo ancho es menor que  **$0,25 m$** , en lugar de un par de barras longitudinales se puede utilizar una única barra que posea la resistencia a la tracción requerida.

### 5.13.2.4. Ménsulas cortas

#### 5.13.2.4.1. Requisitos generales

Los elementos en los cuales  $a_v$ , según se ilustra en la Figura 5.13.2.4.1-1, es menor que  $d$  se deberán considerar ménsulas cortas. Si  $a_v$  es mayor que  $d$  el elemento se deberá diseñar como una viga en voladizo.



\* Soldada a la armadura principal

**Figura 5.13.2.4.1-1. Simbología**

La sección en la cara del apoyo se deberá diseñar para resistir simultáneamente una fuerza de corte mayorada  $V_u$ , un momento mayorado

$$M_u = V_u a_v + N_{uc} (h - d) \quad (5.13.2.4.1-1)$$

y una fuerza de tracción horizontal mayorada concurrente  $N_{uc}$ . A menos que se tomen recaudos especiales para impedir que se desarrolle la fuerza de tracción  $N_{uc}$ , esta fuerza no se deberá tomar menor que  $0,2 \cdot V_u$ .  $N_{uc}$  se deberá considerar como una sobrecarga, aún cuando sea el resultado de la fluencia lenta, contracción o cambio de temperatura.

La cuantía de acero  $A_s / (b \cdot d)$  en la cara del apoyo no deberá ser menor que  $0,04 \cdot f'_c / f_y$ , donde  $d$  se mide en la cara del apoyo.

El área total,  $A_h$ , de los estribos cerrados no deberá ser menor que **50 por ciento** del área  $A_s$  de la armadura principal de tracción. Los estribos cerrados deberán estar uniformemente distribuidos en los dos tercios de la altura efectiva adyacentes a la armadura principal de tracción.

En la cara frontal de una ménsula corta, la armadura principal de tracción se deberá anclar para desarrollar la tensión de fluencia especificada,  $f_y$ .

El área de apoyo de la carga en una ménsula corta no se debe prolongar más allá de la zona recta, donde se ubican las barras de la armadura principal de tracción, ni más allá de la cara interior de cualquier barra transversal de anclaje.

La altura en el borde exterior del área de apoyo no deberá ser menor que la mitad de la altura en la cara del apoyo.

#### **5.13.2.4.2. Alternativas al modelo de bielas y tirantes**

En las ménsulas cortas la sección correspondiente a la cara del apoyo se puede diseñar ya sea de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes especificado en el Artículo 5.6.3 o bien utilizando los requisitos del Artículo 5.13.2.4.1, con las siguientes excepciones:

- El diseño de la armadura de corte por fricción,  $A_{vf}$ , para resistir el esfuerzo de corte mayorado,  $V_u$ , deberá ser como se especifica en el Artículo 5.8.4, salvo que:

Para el hormigón de peso unitario normal, la resistencia nominal al corte,  $V_n$ , en kN, deberá satisfacer:

$$V_n = 200 f'_c b_w d_e \quad (5.13.2.4.2-1)$$

y

$$V_n = 5500 b_w d_e \quad (5.13.2.4.2-2)$$

Para todos los hormigones de bajo peso unitario, la resistencia nominal al corte,  $V_n$ , en kN, deberá satisfacer:

$$V_n = \left( 200 - 70 \frac{a_v}{d} \right) f'_c b_w d_e \quad (5.13.2.4.2-3)$$

y

$$V_n = \left( 5500 - 1900 \frac{a_v}{d_e} \right) b_w d_e \quad (5.13.2.4.2-4)$$

- La armadura,  $A_s$ , para resistir las solicitaciones mayoradas se deberá determinar como para los elementos normales solicitados a flexión y carga axial.
- El área de la armadura principal de tracción,  $A_s$ , deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{2 A_{vf}}{3} + A_n \quad (5.13.2.4.2-5)$$

y

- El área de los estribos cerrados colocados en una distancia igual a  $2 \cdot d_e / 3$  a partir de la armadura principal deberá satisfacer:

$$A_h \geq 0,5 (A_s - A_n) \quad (5.13.2.4.2-6)$$

siendo:

$$A_n \geq \frac{N_{uc}}{\phi f_y} \quad (5.13.2.4.2-7)$$

donde:

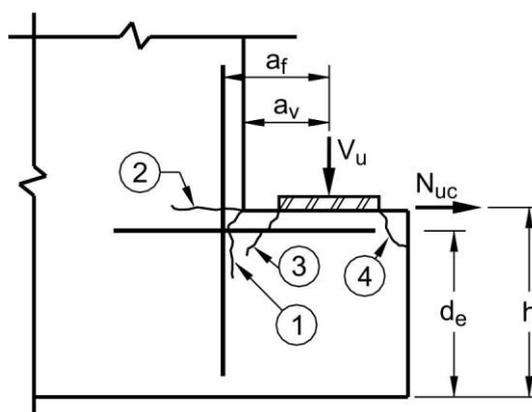
- $b_w$  ancho de alma en m.
- $d_e$  altura al centro de gravedad del acero, en m.
- $A_{vf}$  área de la armadura de corte por fricción, en  $m^2$ .

### 5.13.2.5. Vigas con resaltos horizontales

#### 5.13.2.5.1. Requisitos generales

Como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.1-1, las vigas con resaltos horizontales deberán resistir:

- Flexión, corte y fuerzas horizontales en la ubicación de la Fisura 1;
- Fuerza de tracción en el elemento de apoyo en la ubicación de la Fisura 2;
- Punzonado en los puntos de carga en la ubicación de la Fisura 3; y
- Fuerza de apoyo en la ubicación de la Fisura 4.

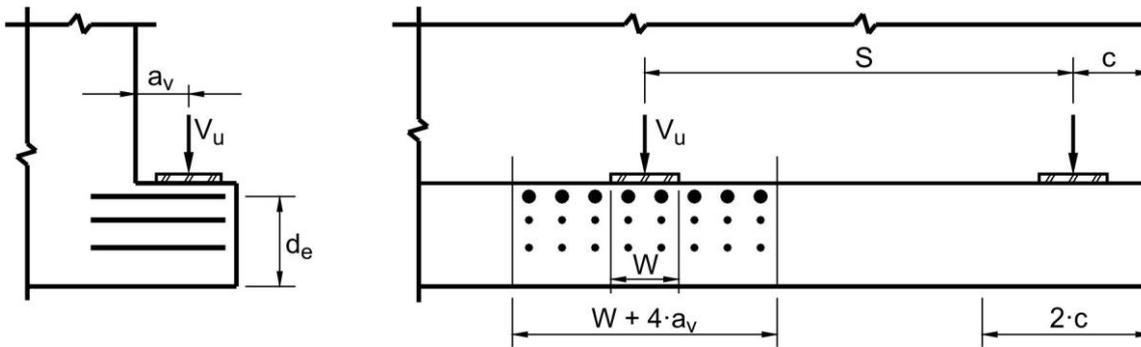


**Figura 5.13.2.5.1-1. Simbología y ubicación de las fisuras potenciales en vigas con resaltos horizontales**

Las vigas con resaltos horizontales se pueden diseñar ya sea de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes o bien utilizando los requisitos de los Artículos 5.13.2.5.2 a 5.13.2.5.5. Las barras ilustradas en las Figuras 5.13.2.5.2-1 a 5.13.2.5.5-2 deberán estar correctamente ancladas de acuerdo con el Artículo 5.11.1.1.

#### 5.13.2.5.2. Diseño al corte

El diseño al corte de las vigas con resaltos horizontales se deberá realizar de acuerdo con los requisitos para corte por fricción especificados en el Artículo 5.8.4. La resistencia nominal al corte en la interfaz deberá satisfacer las Ecuaciones 5.13.2.4.2-1 a 5.13.2.4.2-4 en el cual el ancho de la cara de hormigón,  $b_w$ , que se supone participa en la resistencia al corte, no deberá ser mayor que  $S$ ,  $(W + 4 \cdot a_v)$ , ó  $2 \cdot c$ , como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.2-1.

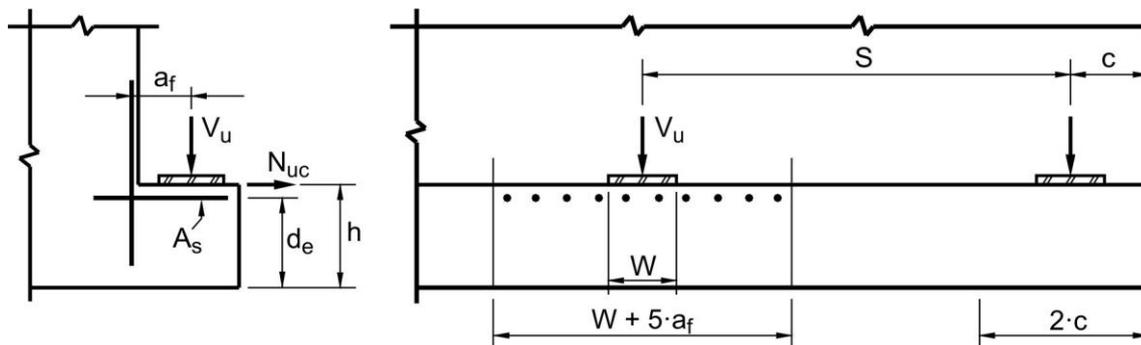


**Figura 5.13.2.5.2-1. Diseño al corte de la viga con resaltos horizontales**

### 5.13.2.5.3. Diseño para flexión y fuerza horizontal

El área total de la armadura principal de tracción,  $A_s$ , deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.13.2.4.2.

La armadura principal de tracción deberá estar uniformemente separada dentro de la región  $(W + 5 \cdot a_f)$  ó  $2 \cdot c$ , como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.3-1, excepto que los anchos de estas regiones no se deberán superponer.



**Figura 5.13.2.5.3-1. Diseño de los resaltos horizontales para flexión y fuerza horizontal**

### 5.13.2.5.4. Diseño al punzonado

Las pirámides truncadas supuestas como superficies de falla por punzonado, como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.4-1, no se deberán superponer.

La resistencia nominal al punzonado,  $V_n$ , en kN, se deberá tomar como:

- En placas de apoyo interiores, o en placas de apoyo exteriores donde la distancia al extremo,  $c$ , es mayor que  $S/2$ :

$$V_n = 328 \sqrt{f'_c} (W + 2L + 2d_e) d_e \quad (5.13.2.5.4-1)$$

- En placas de apoyo exteriores donde la distancia al extremo,  $c$ , es menor que  $S/2$  y  $(c - 0,5 \cdot W)$  es menor que  $d_e$ :

$$V_n = 328 \sqrt{f'_c} (W + L + d_e) d_e \quad (5.13.2.5.4-2)$$

- En placas de apoyo exteriores donde la distancia al extremo,  $c$ , es menor que  $S/2$ , pero  $(c - 0,5 \cdot W)$  es mayor que  $d_e$ :

$$V_n = 328 \sqrt{f'_c} (0,5 W + L + d_e + c) d_e \quad (5.13.2.5.4-3)$$

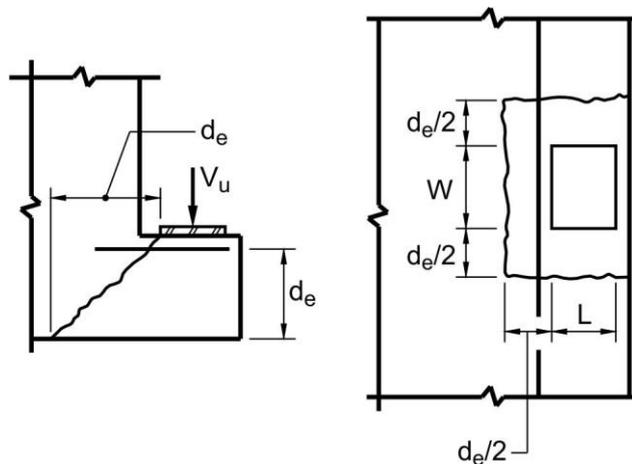
donde:

$f'_c$  resistencia especificada del hormigón a **28 días**, en MPa.

$W$  ancho de la placa de apoyo como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.4-1, en m.

$L$  longitud de la placa de apoyo como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.4-1, en m.

$d_e$  altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción, en m.



**Figura 5.13.2.5.4-1 – Diseño al punzonado de los resaltos horizontales**

#### 5.13.2.5.5. Diseño de la armadura de suspensión

La armadura de suspensión aquí especificada se deberá proveer, además de la menor armadura de corte requerida, a cada lado de la reacción soportada por la viga.

En vigas con un único resalto horizontal, la disposición de la armadura de suspensión,  $A_{hr}$ , deberá ser como se indica en la Figura 5.13.2.5.5-1.

Utilizando la simbología indicada en la Figura 5.13.2.5.5-1, la resistencia nominal al corte,  $V_n$ , en kN, para las vigas con un único resalto horizontal se deberá tomar como:

- Para el estado límite de servicio:

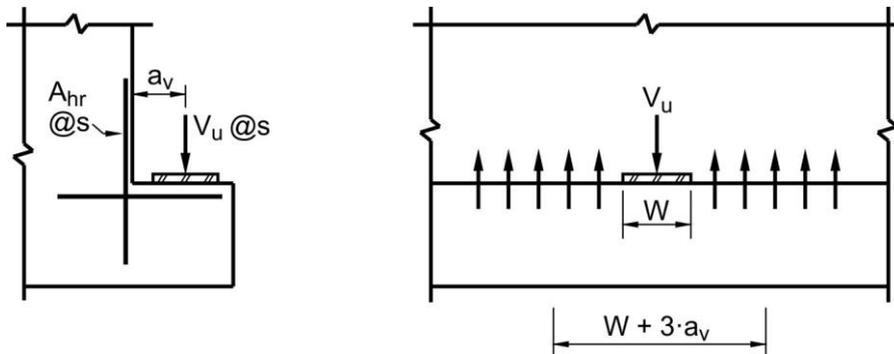
$$V_n = \frac{A_{hr} (500 f_y)}{s} (W + 3 a_v) \quad (5.13.2.5.5-1)$$

- Para el estado límite de resistencia:

$$V_n = \frac{A_{hr} (1000 f_y)}{s} S \quad (5.13.2.5.5-2)$$

donde:

- $A_{hr}$  área de una rama de la armadura de suspensión como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.5-1, en m<sup>2</sup>.
- $S$  separación de los lugares de apoyo, en m.
- $s$  separación de los suspensores, en m.
- $f_y$  tensión de fluencia especificada de las armaduras, en MPa.
- $a_v$  distancia entre la cara del tabique y la carga, como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.5-1, en m.



**Figura 5.13.2.5.5-1. Armadura de suspensión en un único resalto horizontal**

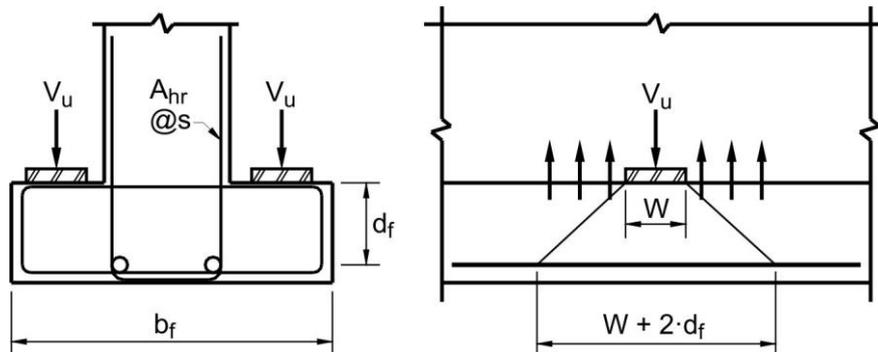
Utilizando la simbología de la Figura 5.13.2.5.5-2, la resistencia nominal al corte de los resaltos horizontales de las vigas **T** invertidas deberá ser el menor valor de los especificados por las Ecuaciones 5.13.2.5.5-2 y 5.13.2.5.5-3.

$$V_n = \left( 165 \sqrt{f'_c} b_f d_f \right) + \frac{A_{hr} (1000 f_y)}{s} (W + 2 d_f) \quad (5.13.2.5.5-3)$$

donde:

- $d_f$  distancia entre la parte superior del resalto y la armadura de compresión, como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.5-2, en m.

La distancia al borde entre la placa de apoyo exterior y el extremo de la viga **T** invertida no deberá ser menor que  $d_f$ .



**Figura 5.13.2.5.5-2. Armadura de suspensión en una viga T invertida**

Las vigas T invertidas deberán satisfacer los requisitos para momento torsor especificados en los Artículos 5.8.3.6 y 5.8.2.1.

#### 5.13.2.5.6. Diseño para los apoyos

Para el diseño de los apoyos soportados por los resaltos horizontales de la viga, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.7.5.

### 5.13.3. Zapatas

#### 5.13.3.1. Requisitos generales

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño de zapatas aisladas, zapatas combinadas, y plateas de fundación.

En las zapatas inclinadas o escalonadas, el ángulo de inclinación o la altura y ubicación de los escalones deberá ser tal que en todas las secciones se satisfagan los requisitos de diseño.

Para ubicar las secciones críticas para momento, corte y anclaje de la armadura en las zapatas, las columnas o pilas de hormigón de sección circular o en forma de polígono regular se pueden tratar como elementos cuadrados de igual área.

#### 5.13.3.2. Cargas y reacciones

La resistencia del material de las fundaciones mediante pilotes deberá ser como se especifica en el Capítulo 10, "Fundaciones".

Si una zapata aislada soporta una columna, pila, o tabique, se deberá suponer que la zapata actúa como un voladizo. Si una zapata soporta más de una columna, pila, o tabique, la zapata se deberá diseñar para las condiciones reales de continuidad y restricción.

Para el diseño de las zapatas, a menos que se especifique el empleo de equipos especiales para asegurar la precisión del hincado de los pilotes, se deberá suponer que los pilotes hincados individualmente pueden desviarse **0,15 m** o **1/4** del diámetro del pilote respecto de la posición programada, y que el centro de un grupo de pilotes puede distar **75 mm** de su posición programada. Para los cabezales de pilotes, la documentación técnica puede exigir una tolerancia de **50 mm** para la posición de los pilotes, en cuyo caso este valor deberá ser considerado en el diseño.

#### 5.13.3.3. Factores de resistencia

Para determinar las dimensiones de las zapatas y el número de pilotes, los factores de minoración de resistencia,  $\phi$ , para la presión de contacto del suelo y la resistencia de los pilotes deberán ser como se especifica en el Capítulo 10.

#### 5.13.3.4. Momento en las zapatas

La sección crítica para flexión se deberá tomar en la cara de la columna, pila, o tabique. En el caso de columnas de sección no rectangular, la sección crítica se deberá tomar en el lado del rectángulo concéntrico de área equivalente. Para las zapatas ubicadas debajo de tabiques de mampostería, la sección crítica se deberá tomar a la mitad de la distancia entre el centro y el borde del tabique. Para las zapatas ubicadas debajo de bases de columnas metálicas, la sección crítica se deberá tomar a la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la base metálica.

#### 5.13.3.5. Distribución de la armadura de momento

En las zapatas armadas en una dirección y en las zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, la armadura se deberá distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata. Los siguientes lineamientos se aplican a la distribución de las armaduras en zapatas rectangulares armadas en dos direcciones:

- En la dirección larga, la armadura se deberá distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata.
- En la dirección corta, una parte de la armadura total según lo especificado por la Ecuación 5.13.3.5-1, se deberá distribuir uniformemente en un ancho de banda igual a la longitud del lado corto de la zapata y centrado respecto del eje de la columna o pila. El resto de la armadura requerida en la dirección más corta se deberá distribuir uniformemente fuera del ancho de banda central de la zapata. El área de acero en el ancho de banda central deberá satisfacer la Ecuación 5.13.3.5-1.

$$A_{s-BW} = A_{s-SD} \left( \frac{2}{\beta + 1} \right) \quad (5.13.3.5-1)$$

donde:

$\beta$  relación entre el lado largo y el lado corto de la zapata.

$A_{s-BW}$  área de acero dentro del ancho de banda, en m<sup>2</sup>.

$A_{s-SD}$  área total de acero en la dirección corta, en m<sup>2</sup>.

#### 5.13.3.6. Corte en losas y zapatas

##### 5.13.3.6.1. Secciones críticas para corte

Para determinar la resistencia al corte de las losas y zapatas en la proximidad de cargas o reacciones concentradas, la más crítica de las siguientes condiciones será determinante:

- Comportamiento en una dirección, con una sección crítica que se extiende en un plano que atraviesa todo el ancho y ubicado a una distancia tomada como se especifica en el Artículo 5.8.3.2.
- Comportamiento en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y ubicada de manera que su perímetro,  $b_o$ , es un mínimo pero no está a menos de  $0,5 \cdot d_v$  del perímetro del área con carga o reacción concentrada.
- Si el espesor de la losa no es constante, las secciones críticas estarán a una distancia no menor que  $0,5 \cdot d_v$  de la cara de cualquier cambio en el espesor de la losa y ubicadas de manera tal que el perímetro,  $b_o$ , es un mínimo.

Si una parte de un pilote está dentro de la sección crítica, la carga del pilote se deberá considerar uniformemente distribuida en el ancho o diámetro del pilote, y la parte de la carga fuera de la sección crítica se deberá incluir en el cálculo del corte en la sección crítica.

#### 5.13.3.6.2. Comportamiento en una dirección

Para el comportamiento en una dirección, la resistencia al corte de la zapata o losa deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.8.3, excepto para las alcantarillas debajo de un relleno con una altura mayor o igual que **0,60 m**, para las cuales se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.14.5.3.

#### 5.13.3.6.3. Comportamiento en dos direcciones

Para el comportamiento en dos direcciones en secciones sin armadura transversal, la resistencia nominal al corte,  $V_n$ , en kN, del hormigón se deberá tomar como:

$$V_n = \left( 165 + \frac{330}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d_v \leq 330 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (5.13.3.6.3-1)$$

donde:

$\beta_c$  relación entre el lado largo y el lado corto del rectángulo a través del cual se transmite la carga o fuerza de reacción concentrada.

$b_o$  perímetro de la sección crítica, en m.

$d_v$  altura efectiva de corte, en m.

Si  $V_u > \phi \cdot V_n$ , se deberá agregar armadura de corte conforme al Artículo 5.8.3.3, tomando el ángulo  $\theta$  igual a **45°**.

Para el comportamiento en dos direcciones en secciones con armadura transversal, la resistencia nominal al corte, en kN, se deberá tomar como:

$$V_n = V_c + V_s \leq 504 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (5.13.3.6.3-2)$$

siendo:

$$V_c = 166 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (5.13.3.6.3-3)$$

y

$$V_s = \frac{1000 A_v f_y d_v}{s} \quad (5.13.3.6.3-4)$$

### 5.13.3.7. Anclaje de la armadura

Para el anclaje de la armadura en losas y zapatas, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.11.

Las secciones críticas para el anclaje de la armadura se deberán suponer que están en las ubicaciones especificadas en el Artículo 5.13.3.4 y en todos los demás planos verticales donde haya un cambio de sección o de armadura.

### 5.13.3.8. Transferencia de solicitaciones en la base de la columna

Todas las fuerzas y momentos aplicados en la base de una columna o pila se deberán transferir a la parte superior de la zapata por apoyo sobre el hormigón y por armadura. La tensión de apoyo en el hormigón en la superficie de contacto entre el elemento portante y el elemento soportado no deberá ser mayor que la resistencia al aplastamiento del hormigón, según se especifica en el Artículo 5.7.5, de ninguna de las superficies.

Las fuerzas laterales se deberán transferir de la pila a la zapata de acuerdo con los requisitos sobre transferencia de corte especificados en el Artículo 5.8.4 sobre la base de los ítems apropiados señalados en el Artículo 5.8.4.3.

Se deberá proveer armadura que atraviese la interfaz entre el elemento portante y el elemento soportado, ya sea prolongando la armadura longitudinal principal de la columna o tabique hacia el interior de las zapatas o bien utilizando barras de empalme o pernos de anclaje.

La armadura que atraviesa la interfaz deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- Todas las solicitaciones que superan la resistencia al aplastamiento del hormigón del elemento portante o del elemento soportado se deberán transferir mediante armadura;
- Si hay combinaciones de cargas que provocan levantamiento, la fuerza total de tracción deberá ser resistida por la armadura; y
- El área de la armadura no deberá ser menor que **0,5 por ciento** del área bruta del elemento soportado, y el número de barras no deberá ser menor que cuatro.

Si se utilizan barras en espera, el diámetro de estas barras no deberá ser más de **3,8 mm** mayor que el diámetro de la armadura longitudinal.

En las zapatas, las barras  **$d_b = 40 \text{ mm}$**  que se utilizan como armadura longitudinal principal de las columnas y que están solicitadas a compresión sólo se pueden empalmar por yuxtaposición con las barras en espera de la zapata para proveer el área requerida. Las barras de empalme en espera no deberán ser mayores que  **$d_b 32$** ; estas barras se deberán prolongar hacia el interior de la columna una distancia no menor que la longitud de empalme de las barras  **$d_b = 40 \text{ mm}$** , y se deberán prolongar hacia el interior de la zapata una distancia no menor que la longitud de anclaje de las barras en espera.

#### 5.13.4. Pilotes de hormigón

##### 5.13.4.1. Requisitos generales

Se deberá suponer que todas las cargas resistidas por la zapata y el peso propio de la zapata se transmiten a los pilotes. Los pilotes hincados se deberán diseñar para resistir las fuerzas de hincado y manipuleo. Para considerar el transporte y montaje, un pilote prefabricado se debe diseñar para una carga no menor que **1,5 veces** su peso propio.

Cualquier parte de un pilote en la cual sea posible que en algún momento no haya apoyo lateral adecuado para impedir el pandeo se deberá diseñar como una columna.

Los puntos o zonas de fijación para resistencia a las cargas laterales y momentos se deberán determinar mediante un análisis de las propiedades del suelo, como se especifica en el Artículo 10.7.3.13.4.

Los pilotes de hormigón se deberán empotrar en zapatas o cabezales, como se especifica en el Artículo 10.7.1.1. La armadura de anclaje deberá consistir ya sea en una prolongación de la armadura del pilote o en barras de espera. Las fuerzas de levantamiento o las tensiones inducidas por flexión deberán ser resistidas por la armadura. La cuantía de armadura de anclaje no deberá ser menor que **0,005**, y el número de barras no deberá ser menor que cuatro. La armadura se deberá desarrollar lo suficiente para resistir una fuerza de  **$1,25 \cdot f_v \cdot A_s$** .

Además de los requisitos especificados en los Artículos 5.13.4.1 a 5.13.4.5, los pilotes utilizados en zonas sísmicas deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.13.4.6 (a definir por INPRES).

##### 5.13.4.2. Empalmes

Los empalmes en los pilotes de hormigón deberán desarrollar la resistencia axial, a la flexión, al corte y torsional del pilote. Los detalles de los empalmes se deberán indicar en la documentación técnica.

##### 5.13.4.3. Pilotes prefabricados de hormigón armado

###### 5.13.4.3.1. Dimensiones de los pilotes

Los pilotes prefabricados de hormigón armado pueden ser de sección uniforme o ahusados. No se deberán utilizar pilotes ahusados para la construcción de caballetes, excepto para la parte del pilote que se encuentra por debajo de la línea del terreno, ni en cualquier ubicación en la cual los pilotes han de actuar como columnas.

Si los pilotes de hormigón no están expuestos a la acción del agua salada, el área de la sección transversal de los pilotes, medida encima del ahusamiento, no deberá ser menor que  **$0,09 \text{ m}^2$** . El área de la sección transversal de los pilotes de hormigón utilizados en agua salada no deberá ser menor que  **$0,14 \text{ m}^2$** . Las esquinas de una sección rectangular deberán ser achaflanadas.

El diámetro de los pilotes ahusados medido a  **$0,60 \text{ m}$**  de la punta no deberá ser menor que  **$0,20 \text{ m}$** ; cualquiera sea la sección transversal de un pilote, el diámetro se deberá considerar como la menor dimensión que atraviesa el centro de la sección transversal.

###### 5.13.4.3.2. Armadura

La armadura longitudinal deberá consistir como mínimo de cuatro barras distribuidas uniformemente alrededor del perímetro del pilote. El área de la armadura no deberá ser menor que **1,5 por ciento** del área bruta de la sección transversal de hormigón medida por encima del ahusamiento.

La armadura longitudinal deberá estar encerrada por zunchos en espiral o estribos de columna equivalentes en toda su longitud. La armadura de zunchos en espiral deberá ser como se especifica en el Artículo 5.13.4.4.3.

#### **5.13.4.4. Pilotes prefabricados de hormigón pretensado**

##### **5.13.4.4.1. Dimensiones de los pilotes**

Los pilotes de hormigón pretensado pueden ser de sección octogonal, cuadrada o circular, y deberán satisfacer las dimensiones mínimas especificadas en el Artículo 5.13.4.3.1.

Los pilotes de hormigón pretensado pueden ser de sección maciza o hueca. Para los pilotes de sección hueca se deberán implementar medidas de precaución, tales como venteos, para impedir su rotura por la presión hidrostática interna durante el hincado, la presión del hielo en los caballetes de pilotes, o la presión gaseosa debida a la descomposición del material utilizado para crear el vacío.

El espesor de pared de los pilotes cilíndricos no deberá ser menor que **0,13 m**.

##### **5.13.4.4.2. Calidad del hormigón**

La resistencia a la compresión del pilote en el momento de su hincado no deberá ser menor que **35 MPa**. Para los pilotes sujetos a ciclos de congelamiento y deshielo o humedecimiento y secado se deberá utilizar hormigón con aire incorporado.

##### **5.13.4.4.3. Armadura**

A menos que el Propietario especifique lo contrario, los cordones de pretensado se deben separar y tesar de manera de lograr una compresión uniforme, en la sección transversal del pilote, luego de las pérdidas no menor que **5 MPa**.

La totalidad de la longitud de los cordones de pretensado deberá estar encerrada por armadura de zunchos en espiral de la siguiente manera:

Para los pilotes de no más de **0,60 m** de diámetro:

- Alambre del zuncho en espiral no menor que MW25,
- En los extremos del pilote, aproximadamente **16 vueltas** de armadura del zuncho en espiral con un paso de **75 mm**,
- En los **0,15 m** superiores del pilote, **5 vueltas** del zuncho en espiral adicional con un paso de **25 mm**, y
- En el resto del pilote, los cordones deberán estar encerrados por armadura de zunchos en espiral con un paso no mayor que **0,15 m**.

Para los pilotes de más de **0,60 m** de diámetro:

- Alambre del zuncho en espiral no menor que MW26,
- En los extremos del pilote, aproximadamente **16 vueltas** de armadura del zuncho en espiral con un paso de **50 mm**,

- En los **0,15 m** superiores del pilote, **4 vueltas** del zuncho en espiral adicional con un paso de **40 mm**, y
- En el resto del pilote, los cordones deberán estar encerrados por armadura de zunchos en espiral con un paso no mayor que **0,10 m**.

#### 5.13.4.5. Pilotes hormigonados in situ

Sólo se podrán utilizar pilotes hormigonados en orificios perforados cuando las condiciones del suelo lo permitan.

Las camisas para los pilotes hormigonados in situ deberán tener suficiente espesor y resistencia para mantener su forma y no evidenciar distorsiones perjudiciales durante o después del hincado de las camisas adyacentes y una vez retirado el núcleo de hincado, si lo hubiere. La documentación técnica deberá estipular que cualquier diseño alternativo de las camisas deberá ser aprobado por el Ingeniero antes de proceder al hincado.

##### 5.13.4.5.1. Dimensiones de los pilotes

Los pilotes hormigonados in situ pueden ser de sección uniforme, o pueden ser ahusados en cualquiera de sus partes si son colados dentro de camisas, o pueden ser de fondo acampanado si son colados en orificios o pozos perforados.

El área en la cabeza del pilote deberá ser como mínimo **0,065 m<sup>2</sup>**. El área de la sección transversal en la punta del pilote deberá ser de al menos **0,032 m<sup>2</sup>**. Para las prolongaciones del pilote por encima de la cabeza, las dimensiones mínimas deberán ser como se especifica en el Artículo 5.13.4.3 para pilotes prefabricados.

##### 5.13.4.5.2. Armadura

El área de la armadura longitudinal no deberá ser menor que **0,8 por ciento** de **A<sub>g</sub>**, con armadura de zunchos en espiral no menor que MW25 con un paso de **0,15 m**. La armadura se deberá prolongar **3 m** por debajo del plano en el cual el suelo provee una restricción lateral adecuada.

Las camisas de más de **3 mm** de espesor se pueden considerar parte de la armadura. En los ambientes corrosivos, al determinar la resistencia se deberá restar como mínimo **1,5 mm** del espesor de la camisa.

Para pilotes hormigonados in situ, la distancia libre entre armaduras paralelas longitudinales y entre armaduras paralelas transversales, no deberá ser menor que **5 veces** el tamaño máximo del agregado ni que **0,13 m**, con excepción de lo señalado en el Artículo 5.13.4.6 para requisitos sísmicos (a definir por INPRES).

##### 5.13.4.6. Requisitos sísmicos (A definir por INPRES)

### 5.14. REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

#### 5.14.1. Vigas

##### 5.14.1.1. Requisitos generales

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño de vigas hormigonadas in situ y prefabricadas, así como a vigas de sección rectangular, **I**, **T**, bulb-**T**, doble **T**, y secciones cajón abierto y cerrado.

Las vigas prefabricadas pueden resistir cargas temporarias con o sin un tablero superpuesto. Si se aplica un tablero de hormigón estructuralmente independiente, éste deberá actuar de forma compuesta con las vigas prefabricadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.8.4.

El ancho de ala considerado efectivo para flexión deberá ser el especificado en el Artículo 4.6.2.6 ó 5.7.3.4.

#### **5.14.1.2. Vigas prefabricadas**

##### **5.14.1.2.1. Condiciones anteriores a la puesta en servicio**

Las condiciones anteriores a la puesta en servicio de las vigas pretensadas para su transporte y montaje serán responsabilidad del Contratista.

##### **5.14.1.2.2. Dimensiones extremas**

En ninguna parte de una viga de hormigón prefabricada el espesor deberá ser menor que:

Ala superior:	<b>0,05 m</b>
Alma, no postesada:	<b>0,13 m</b>
Alma, postesada:	<b>0,17 m</b>
Ala inferior:	<b>0,13 m</b>

Las máximas dimensiones y peso de los elementos prefabricados en una fábrica externa a la obra deberán satisfacer las limitaciones locales para el transporte carretero de cargas.

##### **5.14.1.2.3. Dispositivos de izaje**

Si se anticipa que habrá anclajes para los dispositivos de izaje colados en una cara de un elemento que una vez terminada la estructura quedará a la vista o expuesta a materiales corrosivos, en la documentación técnica se deberá indicar cualquier restricción respecto de la ubicación de los dispositivos de izaje embebidos, la profundidad de retiro y el método para llenar las cavidades después del retiro. La profundidad de retiro no deberá ser menor que el espesor del recubrimiento requerido para el acero de las armaduras.

##### **5.14.1.2.4. Diseño de los detalles**

Todos los detalles de las armaduras, conexiones, asientos de apoyo, accesorios o anclajes para diafragmas, recubrimiento de hormigón, aberturas y tolerancias de fabricación y montaje deberán estar indicados en la documentación técnica. Para cualquier detalle que quede a criterio del Contratista, tal como los materiales o métodos de pretensado, se deberá exigir la presentación y revisión de los planos de obra.

##### **5.14.1.2.5. Resistencia del hormigón**

Para los hormigones de curado lento, para todas las combinaciones de cargas que ocurren luego de **90 días** se podrá utilizar la resistencia a la compresión a **90 días**, siempre que el incremento de resistencia de la mezcla de hormigón utilizada sea verificado mediante ensayos previos.

Si se trata de hormigón de peso unitario normal, la resistencia a **90 días** de los hormigones de curado lento se puede estimar como **115 por ciento** de la resistencia del hormigón especificada en la documentación técnica.

#### **5.14.1.3. Empalme de vigas prefabricadas**

#### **5.14.1.3.1. Requisitos generales**

Lo dispuesto en el presente Artículo se aplica a vigas prefabricadas fabricados en dovelas que están unidos o empalmados longitudinalmente para formar las vigas en la estructura final.

Los requisitos aquí especificados deberán complementar los requisitos de otros artículos de este Reglamento para otros puentes que los construidos por dovelas. Por lo tanto, los puentes de vigas prefabricadas empalmadas no se considerarán como construcción por dovelas para los propósitos de diseño. Para casos especiales de diseño, las disposiciones adicionales para construcción por dovelas que se encuentran en el Artículo 5.14.2 y otros artículos de este Reglamento se pueden utilizar cuando corresponda.

El método constructivo, supuesto para el diseño, se deberá indicar en las especificaciones técnicas. Todos los soportes requeridos antes del empalme de la viga se indicarán en las especificaciones técnicas, incluyendo el izaje y las reacciones. La etapa constructiva, durante el cual se eliminan los soportes temporales, también se indicará en las especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas deberán indicar métodos alternativos de construcción permitidos y las responsabilidades del Contratista si se eligen esos métodos. Cualquier cambio por el Contratista, para el método de construcción o para el diseño, deberá cumplir con los requisitos del Artículo 5.14.2.5.

Se debe tener en cuenta las tensiones debidas a cambios en el sistema estático, en particular, los efectos de la aplicación de la carga a un sistema estructural y su eliminación de un sistema estructural diferente. Se tendrá en cuenta la redistribución de tales tensiones mediante fluencia lenta y considerando tolerancias por posibles variaciones en la velocidad de fluencia lenta y su magnitud.

Las superestructuras de vigas empalmadas que cumplan todos los requisitos del estado límite de servicio de este Artículo pueden ser diseñadas como totalmente continuas en todos los estados límites para las cargas aplicadas después que las dovelas de vigas se unan.

Las pérdidas de pretensado en puentes de vigas prefabricadas empalmadas se pueden calcular aplicando las disposiciones del Artículo 5.9.5, correspondiente a puentes no construidos por dovelas. Habrán de considerarse los efectos del pretesado y postesado combinado y las etapas de postesado.

Cuando sea necesario, los efectos de la fluencia lenta y contracción en puentes de vigas prefabricadas empalmadas se pueden calcular mediante las disposiciones del Artículo 5.4.2.3, correspondiente a puentes no construidos por dovelas.

Se pueden empalmar los puentes vigas con tablero prefabricado, en el cual parte o todo el tablero está integralmente unido con una viga. Las estructuras empalmadas de este tipo, que tienen juntas longitudinales en el tablero entre cada viga del tablero, deberán cumplir con los requisitos adicionales del Artículo 5.14.4.3.

Las vigas prefabricadas empalmadas se pueden hacer continuas para algunas cargas permanentes usando los detalles de vigas prefabricadas de tramo simple hechas continuas. En tales casos, el diseño debe cumplir con los requisitos aplicables del Artículo 5.14.1.4.

#### **5.14.1.3.2. Juntas entre dovelas**

##### **5.14.1.3.2a. Requisitos generales**

Las juntas entre las dovelas de la viga deberán ser ya sea por juntas de cierre in situ o bien por juntas conjugadas. Las juntas conjugadas deberán cumplir los requisitos del Artículo 5.14.2.4.2.

La secuencia de la colocación del hormigón para las juntas de cierre y del tablero se deberán indicar en las especificaciones técnicas.

#### **5.14.1.3.2b. Detalle de juntas de cierre**

Las dovelas de vigas prefabricadas de hormigón, con o sin losa hormigonada in situ, se pueden hacer longitudinalmente continua para cargas permanentes y transitorias, con combinaciones de postesado y/o refuerzo que cruzan las juntas de cierre.

El ancho de una junta de cierre entre las dovelas prefabricadas de hormigón deberá permitir el empalme de acero cuya continuidad es requerida por consideraciones de diseño y el alojamiento del empalme de las vainas de postesado. El ancho de la junta de cierre no deberá ser menor que **0,30 m**, excepto para juntas situadas dentro de un diafragma, para el cual el ancho no será menor que **0,10 m**.

Si el ancho de la junta de cierre excede **0,15 m**, su sección comprimida deberá ser confinada por armaduras.

Si la junta está ubicada en el tramo, su armadura en el alma,  $A_s/s$ , deberá ser mayor que en las vigas adyacentes.

Se deberá especificar la cara de las dovelas prefabricadas en las juntas de cierre, ya sea como intencionalmente rugosa al exponer el agregado grueso, o teniendo llaves de corte de acuerdo con el Artículo 5.14.2.4.2.

#### **5.14.1.3.2c. Detalle de juntas conjugadas**

Las juntas conjugadas para puentes de vigas prefabricadas empalmadas se deberán detallar de acuerdo con el Artículo 5.14.2.4.2.

#### **5.14.1.3.2d. Diseño de juntas**

Los límites de tensión para tensiones temporales del hormigón en las juntas antes de las pérdidas especificadas en el Artículo 5.9.4.1 de puentes construidos por dovelas se aplicarán en cada etapa de pretensado (pretesado o postesado). La resistencia del hormigón en el momento de aplicar la fase de pretensado deberá ser sustituido por  $f'_{ci}$  en los límites de tensión.

Se aplicarán los límites de tensión para tensiones del hormigón en las juntas en el estado límite de servicio después de las pérdidas especificadas en el Artículo 5.9.4.2 de puentes construidos por dovelas. Estos límites de tensión se aplicarán también para las etapas intermedias de carga, con la resistencia del hormigón en el momento de la carga sustituido por  $f'_c$  en los límites de tensión.

Los factores de resistencia para juntas especificadas en el Artículo 5.5.4.2.2 se aplicarán para construcción por dovelas.

La resistencia a la compresión del hormigón de la junta de cierre a una edad determinada deberá ser compatible con las limitaciones de tensión de diseño.

#### **5.14.1.3.3. Diseño de vigas construidas por dovelas**

Los límites de tensión para tensiones temporales del hormigón en dovelas de viga antes de las pérdidas especificadas en el Artículo 5.9.4.1, correspondiente a otros puentes que los construidos por dovelas, se aplicarán en cada etapa de pretensado (pretesado o postesado) con la debida consideración de todas las cargas aplicables durante la construcción. La resistencia del hormigón en el momento de aplicar la fase de pretensado deberá ser sustituido por  $f'_{ci}$  en los límites de tensión.

Se aplicarán los límites de tensión para tensiones del hormigón en las dovelas de la viga en el estado límite de servicio después de las pérdidas especificadas en el Artículo 5.9.4.2, correspondiente a otros puentes que los construidos por dovelas. Estos límites de tensión

se aplicarán también para las etapas intermedias de carga, con la resistencia del hormigón en el momento de la carga sustituido por  $f'_c$  en los límites de tensión.

Si las dovelas de viga son prefabricadas sin armadura de pretensado, se aplicarán las especificaciones del Artículo 5.7.3.4 hasta que se aplique el postensado.

Si se utilizan dovelas de viga de espesor variable, se considerará el efecto de la compresión inclinada.

Se considerará la posibilidad de pandeo en secciones altas y delgadas del alma.

#### **5.14.1.3.4. Postensado**

El postensado puede aplicarse ya sea antes y/o después de la colocación del tablero de hormigón. Parte del postensado se puede aplicar para dar continuidad a la viga antes de la colocación del tablero de hormigón, mientras que el resto se aplica después de la colocación del tablero de hormigón.

Las especificaciones técnicas deberán exigir que todos los cables de postensado se protejan totalmente con lechada después de la puesta en tensión.

Antes de llenar con lechada las vainas de postensado, las propiedades de la sección transversal bruta se reducirán mediante la deducción del área de las vainas y áreas vacías alrededor de los acopladores de los cables.

El postensado se indicará en las especificaciones técnicas de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.14.2.3.9.

Si los cables terminan en la parte superior de una dovela de viga, las especificaciones técnicas exigirán que las aberturas de las vainas sean protegidas durante la construcción para evitar la acumulación de escombros y que los drenajes se proporcionarán en los puntos bajos de los cables.

En el caso de varias etapas de postensado, no se deberán colocar en la losa vainas, con trayectorias curvas, de cables que serán tesados antes de colocar el hormigón de la losa y alcance su resistencia especificada mínima a la compresión  $f_{ci}$ .

Si algunos o todos los cables de postensado son tesados después de colocar el tablero de hormigón, se deberán indicar en los planos de especificaciones las disposiciones que cumplan lo dispuesto en el Artículo 2.5.2.3 sobre el mantenimiento del tablero.

#### **5.14.1.4. Puentes compuestos de vigas prefabricadas de un solo tramo que se hacen continuas**

##### **5.14.1.4.1. Requisitos generales**

Las disposiciones del presente Artículo se aplicarán a los estados límite de servicio y resistencia según corresponda.

Cuando satisfagan los requisitos del Artículo 5.14.1.4, los puentes de tramos múltiples compuestos de vigas prefabricadas de tramo simple con diafragmas de continuidad hormigonados entre los extremos de las vigas en los apoyos interiores se pueden considerar continuos para cargas colocadas en el puente después de que se han instalado y curado los diafragmas de continuidad.

La conexión entre las vigas con el diafragma de continuidad estará diseñada para todos los efectos que generan momento en la conexión, incluyendo los momentos de restricción de los efectos dependientes del tiempo, con excepción de lo permitido en el Artículo 5.14.1.4.

Los requisitos especificados en el Artículo 5.14.1.4 complementan los requisitos de otros artículos de este Reglamento para elementos de hormigón totalmente pretensado que no se construyen por dovelas.

Los puentes de tramos múltiples compuestos de vigas prefabricadas con diafragmas de continuidad en los apoyos interiores que están diseñados como una serie de tramos simples no están obligados a cumplir con los requisitos del Artículo 5.14.1.4.

#### 5.14.1.4.2. Momentos restringidos

El puente estará diseñado para momentos de restricción que se pueden desarrollar a causa de deformaciones dependientes del tiempo o de otra deformación, con excepción de lo permitido en el Artículo 5.14.1.4.4.

Los momentos de restricción no se deberán incluir en ninguna combinación cuando el efecto del momento de restricción sea reducir el momento total.

#### 5.14.1.4.3. Propiedades del material

Las propiedades de la viga de hormigón respecto a fluencia lenta y contracción y las propiedades de la losa del tablero de hormigón respecto a la contracción se determinarán a partir de:

- Los ensayos de hormigón utilizando las mismas dimensiones y materiales que se utilizarán en las vigas y en la losa del tablero. Las medidas incluirán la tasa en función del tiempo de los cambios de estas propiedades.
- Lo dispuesto en el Artículo 5.4.2.3.

Se puede considerar el efecto restrictivo de la armadura sobre la contracción del hormigón.

#### 5.14.1.4.4. Edad de la viga cuando se establece la continuidad

La edad mínima de la viga prefabricada cuando se establece la continuidad debe ser especificada en las especificaciones técnicas. Esta edad se utilizará para el cálculo de los momentos de restricción debido a la fluencia lenta y contracción. Si no se especifica la edad, una razonable, pero conservadora estimación de la continuidad de tiempo establecido se utilizará para todos los cálculos de los momentos de restricción.

La siguiente simplificación se puede aplicar si es aceptable para el Propietario y si las especificaciones técnicas requieren una edad mínima de la viga de al menos **90 días** cuando se establece la continuidad:

- Los momentos de restricción positivos generados por la fluencia lenta y contracción de la viga y por la contracción de la losa del tablero pueden tomarse igual a cero.
- No se exigirá el cálculo de los momentos de restricción.
- Una conexión en momento positivo deberá estar provisto de una resistencia minorada,  $\phi \cdot M_n$ , no menor que  $1,2 \cdot M_{cr}$ , tal como se especifica en el Artículo 5.14.1.4.9.

Para otras edades en la continuidad, los parámetros de diseño relacionados con la edad deben ser determinados a partir de la literatura, aprobados por el Propietario, y documentados en las especificaciones técnicas.

#### 5.14.1.4.5. Grado de continuidad en los diversos estados límite

Los diafragmas de continuidad se requieren tanto sea para una conexión en momento positivo como en negativo, como se especifica en los Artículos 5.14.1.4.8 y 5.14.1.4.9, sin importar el grado de continuidad tal como se define en el presente Artículo.

La conexión entre las vigas prefabricadas con un diafragma de continuidad se considerará plenamente eficaz si cumple cualquiera de los siguientes puntos:

- La tensión calculada en la parte inferior del diafragma de continuidad para la combinación superpuesta de cargas permanentes, asentamiento, fluencia lenta, contracción, **50 por ciento** de sobrecarga y gradiente de temperatura, si es aplicable, es la compresión.
- Las especificaciones técnicas requieren que la edad de las vigas prefabricadas será de al menos **90 días** cuando se establece la continuidad y se utilizan las simplificaciones de diseño del Artículo 5.14.1.4.4.

Si la conexión entre las vigas prefabricadas con un diafragma de continuidad no satisface estos requisitos, la junta se considerará parcialmente efectiva.

Las superestructuras con conexiones totalmente efectivas en apoyos interiores pueden ser diseñadas como estructuras totalmente continuas para cargas aplicadas después de establecer la continuidad.

Las superestructuras con conexiones parcialmente efectivas en apoyos interiores estarán diseñadas como estructuras continuas para cargas aplicadas después que la continuidad se establece sólo para los estados límite de resistencia.

Las propiedades de la sección bruta de la viga compuesta, ignorando cualquier fisuración en el tablero, se pueden utilizar para el análisis como se especifica en el Artículo 4.5.2.2.

Si la resistencia de la sección al momento negativo en un apoyo interior es menor que la cantidad total requerida, los momentos positivos de diseño en los tramos adyacentes aumentarán adecuadamente para cada estado límite investigado.

#### **5.14.1.4.6. Estado límite de servicio**

Vigas prefabricadas de tramo simple hechas continuas deberán estar diseñadas para satisfacer los límites de tensión del estado límite de servicio dados en el Artículo 5.9.4. Para las combinaciones de carga de servicio que implican la carga de tránsito, los esfuerzos de tracción en elementos pretensados serán analizados utilizando la combinación de carga de Servicio **III** especificada en la Tabla 3.4.1-1.

En el estado límite de servicio después de las pérdidas, cuando se desarrollan las tensiones de tracción en la parte superior de las vigas cerca de los apoyos interiores, se aplicarán los límites de tensión de tracción especificadas en la Tabla 5.9.4.1.2-1 correspondiente a otros puentes que los construidos por dovelas. La resistencia especificada a compresión de la viga de hormigón,  $f'_c$ , será reemplazada por  $f'_{ci}$  en las ecuaciones límite de tensión. La combinación de carga de Servicio **III** se utilizará para calcular las tensiones de tracción para estos lugares.

Alternativamente, la parte superior de las vigas prefabricadas en apoyos interiores puede ser diseñada como elementos de hormigón armado en el estado límite de resistencia. En este caso, los límites de tensión para el estado límite de servicio no se aplicarán a esta parte de la viga prefabricada.

Una losa de tablero mixto hormigonada in situ no estará sujeta a los límites de tensión de tracción para el estado límite de servicio después de las pérdidas especificadas en la Tabla 5.9.4.2.2-1.

#### **5.14.1.4.7. Estado límite de resistencia**

Las conexiones entre las vigas prefabricadas y un diafragma de continuidad deberán estar diseñadas para el estado límite de resistencia.

La armadura en la losa del tablero deberá estar dimensionada para resistir los momentos de diseño negativos en el estado límite de resistencia.

#### **5.14.1.4.8. Conexiones en momento negativo**

La armadura de una losa de tablero mixto hormigonada in situ, en un puente de vigas prefabricadas de múltiples tramos hechas continuas, se deberá proporcionar para resistir los momentos negativos de diseño en el estado límite de resistencia.

La armadura longitudinal utilizada para la conexión en momento negativo sobre una pila interior, estará anclada en las regiones de la losa que se encuentran en compresión en los estados límite de resistencia y deberán cumplir los requisitos del Artículo 5.11.1.2.3. La terminación de esta armadura será escalonada. Toda la armadura longitudinal en la losa del tablero se puede utilizar para la conexión en momento negativo.

Las conexiones en momento negativo entre vigas prefabricadas en o a través del diafragma de continuidad deberán cumplir los requisitos del Artículo 5.11.5. Se permitirán estas conexiones si el puente está diseñado con una losa de tablero compuesto y se requerirán si el puente está diseñado sin una losa de tablero mixto. Los detalles adicionales de conexión se permitirán si el esfuerzo y el comportamiento de estas conexiones se verifican por análisis o ensayos.

Los requisitos del Artículo 5.7.3 se aplicarán a la armadura en la losa del tablero y en las conexiones en momento negativo en los diafragmas de continuidad.

#### **5.14.1.4.9. Conexiones en momento positivo**

##### **5.14.1.4.9a. Requisitos generales**

Las conexiones en momento positivo, en los diafragmas de continuidad, se harán con armadura anclada tanto en la viga como en el diafragma de continuidad. Se permitirán tres tipos de conexiones:

- Armadura de acero dulce embebidas en las vigas prefabricadas y ancladas en el diafragma de continuidad.
- Cordones de pretensado prolongados más allá del extremo de la viga y anclados en el diafragma de continuidad. Estos cordones no estarán desadheridos en el extremo de la viga.
- Cualquier detalle de conexión, capaz de proporcionar una adecuada resistencia a momento positivo, indicado por análisis, ensayos o aprobado por el Propietario del Puente.

En los siguientes artículos se dan los requisitos adicionales para las conexiones realizadas utilizando cada tipo de armadura.

La sección crítica para el anclaje de la armadura de momento positivo en el diafragma de continuidad se tomará en la cara de la viga. La sección crítica para el anclaje de la armadura de momento positivo en la viga prefabricada deberá considerar las condiciones en la viga, como se especifica en el presente Artículo para el tipo de armadura utilizada.

Los requisitos del Artículo 5.7.3, salvo el Artículo 5.7.3.3.2, se aplicarán a la armadura en las conexiones de momento positivo en los diafragmas de continuidad. Esta armadura será dimensionada para resistir el mayor de los siguientes, excepto cuando se utilizan las simplificaciones de diseño del Artículo 5.14.1.4.4:

- momento positivo mayorado de restricción, o
- $0,6 \cdot M_{cr}$

El momento de fisuración  $M_{cr}$  se calcula utilizando la Ecuación 5.7.3.6.2-2 con las propiedades de la sección compuesta bruta para la viga y el ancho efectivo de la losa del tablero mixto, si corresponde, y las propiedades del hormigón en el diafragma de continuidad.

Las vigas prefabricadas se diseñarán para cualquier momento de restricción positivo que se utiliza en el diseño. Cerca de los extremos de las vigas, se considerará el efecto reducido de pretensado dentro de la longitud de transferencia.

#### 5.14.1.4.9b. Conexión en momento positivo utilizando armadura de acero dulce

El anclaje de la armadura de acero dulce utilizada para las conexiones en momento positivo se ajustará a los requisitos del Artículo 5.11 y los requisitos adicionales de este Artículo. Si se añade armadura para momento positivo entre cordones de pretensado, se considerará la consolidación del hormigón y la adherencia de la armadura.

La sección crítica para el anclaje de la armadura de momento positivo en la viga prefabricada deberá considerar las condiciones en la viga. La armadura estará anclada más allá del borde interior de la superficie de apoyo. La armadura también se detallará de manera que, para los cordones considerados en resistir los momentos positivos dentro del extremo de la viga, la desadherencia de cordones no terminen dentro de la longitud de anclaje.

Si se utilizan múltiples barras para una conexión en momento positivo, la terminación de la armadura será escalonada en pares simétricos alrededor de la línea central de la viga prefabricada.

#### 5.14.1.4.9c. Conexión en momento positivo utilizando cordones de pretensado

Los cordones de pretensado que no están desadheridos en el extremo de la viga se pueden extender dentro del diafragma de continuidad como armadura de momento positivo. Los cordones prolongados serán anclados en el diafragma mediante el doblado de los cordones con ganchos a **90 grados** o mediante una longitud de anclaje tal como se especifica en el Artículo 5.11.4.

La tensión en los cordones utilizados para el diseño, como una función de la longitud total del cordón, no podrá exceder de:

$$f_{psi} = 1191 \ell_{dsh} - 242 \quad (5.14.1.4.9c-1)$$

$$f_{pul} = 1665 \ell_{dsh} - 338 \quad (5.14.1.4.9c-2)$$

donde:

$\ell_{dsh}$  longitud total del cordón extendido, en m.

$f_{psi}$  tensión en el cordón en el estado límite de servicio. Se supondrá que la sección está fisurada, en MPa.

$f_{pul}$  tensión en el cordón en el estado límite de resistencia, en MPa.

Los cordones deberán sobresalir por lo menos **0,20 m** de la cara de la viga antes que ellos se doblen.

#### **5.14.1.4.9d. Detalles de conexión en momento positivo**

La armadura de momento positivo se colocará de forma que sea simétrica, o lo más simétrica como sea posible, alrededor de la línea central de la sección transversal.

Serán considerados las cuestiones de fabricación y montaje en el detalle de la armadura para momento positivo en el diafragma de continuidad. La armadura de vigas opuestas se detallará para que encajen durante el montaje y sin conflictos significativos. La armadura se detallará para permitir la colocación de barras de anclaje y otras armaduras en el diafragma de continuidad.

#### **5.14.1.4.10. Diafragmas continuos**

El diseño de diafragmas de continuidad en los apoyos interiores puede estar basado en la resistencia del hormigón de las vigas prefabricadas.

Las vigas prefabricadas pueden estar empotradas en los diafragmas de continuidad.

Si la armadura del diafragma horizontal se hace pasar a través de agujeros en la viga prefabricada o está unido al elemento prefabricado utilizando conectores mecánicos, el extremo del elemento prefabricado deberá estar diseñado para resistir los momentos positivos causados por la superposición de cargas permanentes, sobrecargas, fluencia lenta y contracción de las vigas, contracción de la losa del tablero, y los efectos de la temperatura. El diseño del extremo de la viga deberá tener en cuenta el efecto reducido de pretensado dentro de la longitud de transferencia.

Si los extremos de las vigas no son directamente opuestos entre sí a través de un diafragma de continuidad, el diafragma debe estar diseñado para transferir las fuerzas entre vigas. Los diafragmas de continuidad también deberán estar diseñados para situaciones en las que se produce un cambio de ángulo entre vigas opuestas.

#### **5.14.1.5. Vigas tipo cajón y vigas T hormigonadas in situ**

##### **5.14.1.5.1. Espesor de las alas y las almas**

###### **5.14.1.5.1a. Ala superior**

El espesor de las alas superiores que trabajan como losas de tablero deberá ser:

- Como se determina en el Capítulo 9;
- Según lo requerido para anclaje y recubrimiento del pretensado transversal, si corresponde; y
- No menor que **1/20** de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre o que se provea pretensado transversal.

###### **5.14.1.5.1b. Ala inferior**

El espesor del ala inferior no deberá ser menor que:

- **0,14 m;**

- **1/16** de la distancia entre chaflanes o almas en el caso de vigas no pretensadas; o
- **1/30** de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas en el caso de vigas pretensadas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre.

#### **5.14.1.5.1c. Alma**

El espesor de las almas se deberá determinar de acuerdo con los requisitos para corte, torsión, recubrimiento de hormigón y colocación del hormigón.

Las variaciones en el espesor del alma de la viga se deberán ahusar en una distancia mínima igual a **12 veces** la diferencia de los espesores del alma.

#### **5.14.1.5.2. Armadura**

##### **5.14.1.5.2a. Armadura de la losa de tablero en vigas T y tipo cajón hormigonadas in situ**

La armadura en la losa de tablero de las vigas **T** y tipo cajón hormigonadas in situ se puede determinar utilizando ya sea el método de diseño tradicional o el método de diseño empírico especificado en el Capítulo 9.

Si la losa del tablero no se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo **1/3** de la capa inferior de la armadura transversal de la losa de tablero se deberá prolongar hacia la cara exterior del alma exterior, y se deberá anclar mediante un gancho normal a **90°**. Si la losa se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo **1/3** de la capa inferior de la armadura transversal se deberá prolongar hacia el voladizo de la losa y deberá tener un anclaje más allá de la cara exterior del alma con una resistencia no menor que la proporcionada por un gancho normal.

##### **5.14.1.5.2b. Armadura de la losa inferior en vigas tipo cajón hormigonadas in situ**

En la losa inferior se deberá colocar una armadura uniformemente distribuida con un área igual a **0,4 por ciento** del área del ala, de forma paralela al tramo de la viga, ya sea en una sola capa o en dos capas. La separación de esta armadura no deberá ser mayor que **0,45 m**.

En la losa inferior se deberá colocar una armadura uniformemente distribuida con un área igual a **0,5 por ciento** de la sección transversal de la losa, en base a la menor altura de la losa, de forma transversal a la longitud de las vigas principales. Esta armadura se deberá distribuir en ambas superficies con una separación máxima de **0,45 m**. Toda la armadura transversal en la losa inferior se deberá prolongar hasta la cara exterior del alma exterior en cada grupo, y se deberá anclar mediante un gancho normal a **90°**.

#### **5.14.2. Construcción por dovelas**

##### **5.14.2.1. Requisitos generales**

Los requisitos aquí especificados deberán complementar los indicados en otros artículos de este Reglamento, y se deberán aplicar a las estructuras de hormigón que se diseñan para ser construidas por dovelas.

Estos requisitos se deberán aplicar exclusivamente a las construcciones por dovelas de hormigón de peso unitario normal.

El método constructivo supuesto para el diseño deberá constar en la documentación técnica. La documentación técnica también deberá indicar los apoyos temporarios

requeridos antes del momento en que la estructura, o un componente de la misma, sea capaz de soportar su peso propio y las cargas subsecuentemente aplicadas.

La documentación técnica deberá especificar los métodos constructivos alternativos permitidos y las responsabilidades del Contratista si optara por utilizar dichos métodos. Cualquier variación del método constructivo o del diseño realizada por el Contratista deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.14.2.5.

#### **5.14.2.2. Análisis de los puentes construidos por dovelas**

##### **5.14.2.2.1. Requisitos generales**

El análisis de los puentes construidos por dovelas deberá satisfacer los requisitos del Capítulo 4 y los requisitos aquí especificados.

##### **5.14.2.2.2. Análisis correspondiente a la etapa constructiva**

Para el análisis de la estructura durante la etapa constructiva, las combinaciones de cargas constructivas, tensiones y consideraciones de estabilidad deberán ser como se especifica en el Artículo 5.14.2.3.

##### **5.14.2.2.3. Análisis del sistema estructural definitivo**

El sistema estructural definitivo se deberá analizar para determinar la redistribución de las solicitaciones de la etapa constructiva provocada por las deformaciones internas y cambios de las condiciones de apoyo y vínculo, incluyendo las tensiones residuales acumuladas durante el proceso constructivo.

Se deberán investigar las uniones en las vigas construidas por dovelas hechas continuas mediante acero de postesado no adherente, para el efecto simultáneo de fuerza axial, momento, y corte que puede ocurrir en la unión. Estas solicitaciones, la abertura de la unión y la superficie de contacto restante entre los elementos se deberán determinar por consideración global de tensiones y deformaciones. Se deberá suponer que el corte se transmite exclusivamente a través del área de contacto.

##### **5.14.2.3. Diseño**

###### **5.14.2.3.1. Cargas**

Además de las cargas especificadas en el Capítulo 3, se deberán considerar las cargas constructivas especificadas en los Artículos 5.14.2.3.2 a 5.14.2.3.4.

###### **5.14.2.3.2. Cargas constructivas**

Las cargas y condiciones constructivas supuestas en el diseño y que determinan las dimensiones de las secciones, flechas, y requisitos de armadura y/o pretensado se deberán indicar en las especificaciones técnicas como máximos admisibles. Además de las cargas de montaje, cualquier apoyo o restricción temporaria requerida se deberá definir en términos de magnitud o incluir como parte del diseño. Se deberán especificar las fuerzas de cierre admisibles provocadas por la corrección de desviaciones. Se deberán considerar debidamente los efectos de cualquier variación del esquema estructural estático durante la construcción y la colocación, modificación o retiro de los apoyos temporarios para equipos especiales, tomando en cuenta las solicitaciones residuales, deformaciones y cualquier sollicitación inducida por las deformaciones.

Se deberán considerar las siguientes cargas constructivas:

- DC** peso de la estructura soportada, en kN.
- DIFF** carga diferencial: aplicable sólo a la construcción por voladizos equilibrados, tomando como **2 por ciento** de la carga permanente aplicada a un voladizo, en kN.
- DW** carga permanente sobrepuesta, en kN o kN/m.
- CLL** sobrecarga constructiva distribuida: una tolerancia que considera diversos elementos de la planta, maquinaria y otros equipos, además del equipo de montaje especializado principal; se toma como **0,48 kN/m<sup>2</sup>** por el área de tablero; en la construcción por voladizos esta carga se toma como **0,48 kN/m<sup>2</sup>** en un voladizo y como **0,24 kN/m<sup>2</sup>** en el otro; en los puentes construidos por el método de lanzamiento por tramos esta carga se puede despreciar, en kN/m<sup>2</sup>.
- CEQ** equipo de construcción especializado: carga de camiones de entrega de materiales o dovelas, o ambos, y cualquier equipo especial, incluyendo una grúa pórtico para el lanzamiento de los tramos (“formtraveler launching gantry”), viga y guinche (“winch”), reticulado, o estructura auxiliar similar al principal y las cargas máximas aplicadas a la estructura por el equipo durante el izaje de las dovelas, en kN.
- IE** carga dinámica de los equipos: determinada de acuerdo con el tipo de maquinaria anticipada, en kN.
- CLE** carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción, en kN.
- U** desequilibrio de las dovelas: efecto de cualquier dovela fuera de equilibrio u otra condición no habitual, según corresponda; se aplica fundamentalmente a la construcción por voladizos equilibrados, pero puede abarcar cualquier secuencia de izaje poco habitual que normalmente no es una característica primaria del sistema constructivo genérico, en kN.
- WS** carga de viento horizontal sobre las estructuras de acuerdo con los requisitos del Capítulo 3, en kN/m<sup>2</sup>.
- WE** carga de viento horizontal sobre los equipos; tomar como **4,8 kN/m<sup>2</sup>** de la superficie expuesta, en kN/m<sup>2</sup>.
- WUP** fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo: **0,24 kN/m<sup>2</sup>** del área del tablero para construcción por voladizos equilibrados aplicada solamente a uno de los lados, a menos que un análisis de las condiciones locales o la configuración de la estructura indiquen lo contrario, en kN/m<sup>2</sup>.
- A** peso estático de la dovela prefabricada que se manipula, en kN.
- AI** respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de una dovela prefabricada u otra aplicación brusca de una carga estática que se debe sumar a la carga permanente; se toma como **100 por ciento** de la carga **A**, en kN.
- CR** efectos de la fluencia lenta de acuerdo con el Artículo 5.14.2.3.6.

**SH**    contracción de acuerdo con el Artículo 5.14.2.3.6.

**T**        efectos térmicos: sumatoria de los efectos debidos a la variación de la temperatura uniforme (**TU**) y a los gradientes de temperatura (**TG**) [°C]

#### 5.14.2.3.3. Combinaciones de cargas constructivas en el estado límite de servicio

Las tensiones de tracción por flexión y de tracción principal, en los estados límite de servicio, se deberán determinar como se especifica en la Tabla 5.14.2.3.3-1, para la cual se aplican las siguientes notas:

- Nota 1: equipos no funcionando,
- Nota 2: montaje normal, y
- Nota 3: equipos en movimiento.

Los límites de tensión deberán satisfacer el Artículo 5.9.4.

La distribución y aplicación de las cargas de montaje individuales correspondientes a una fase de la construcción se deberán seleccionar de manera que produzcan los efectos más desfavorables. La tensión de compresión del hormigón debida a las cargas constructivas no deberá ser mayor que  $0,50 \cdot f'_c$ , siendo  $f'_c$  la resistencia a compresión en el momento de aplicación de las cargas.

Las tensiones de tracción en el hormigón debidas a las cargas constructivas no deberán ser mayores que los valores especificados en la Tabla 5.14.2.3.3-1, excepto para estructuras con menos del **60 por ciento** de su capacidad de cables proporcionada por cables internos, en cuyo caso las tensiones de tracción no deberán ser mayores que  $0,25 \cdot \sqrt{f'_c}$ . Los requisitos de la Tabla 5.14.2.3.3-1 se aplicarán a subestructuras postesadas verticalmente. Los requisitos de la Tabla 5.14.2.3.3-1 no se aplicarán a subestructuras hormigonadas in situ soportando superestructuras construidas por dovelas.

**Tabla 5.14.2.3.3-1. Factores de carga y límites para la tensión de tracción para las combinaciones de cargas constructivas**

Combinación de Cargas	Factores de Carga														
	Carga Permanente			Sobrecarga			Carga de Viento			Otras Cargas				Cargas de Tierra	
	DC	DIFF	U	CEQ CLL	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	W A	EH EV ES
a	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	$\gamma_{TG}$	1,0	1,0
b	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	$\gamma_{TG}$	1,0	1,0
c	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,7	0,0	1,0	1,0	1,0	$\gamma_{TG}$	1,0	1,0
d	1,0	1,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	$\gamma_{TG}$	1,0	1,0
e	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	$\gamma_{TG}$	1,0	1,0
f	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	$\gamma_{TG}$	1,0	1,0

**Tabla 5.14.2.3.3-1 (Cont.). Factores de carga y límites para la tensión de tracción para las combinaciones de cargas constructivas**

Combinación de Cargas	Límites de Tensión				Ver Nota
	Tracción por Flexión		Tracción Principal		
	Excluyendo "Otras Cargas"	Incluyendo "Otras Cargas"	Excluyendo "Otras Cargas"	Incluyendo "Otras Cargas"	
a	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	--
b	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	--
c	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	--
d	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	1
e	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	2
f	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	3

#### 5.14.2.3.4. Combinaciones de cargas constructivas en los estados límite de resistencia

La resistencia minorada mínima de un elemento se debe determinar usando los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2 y las combinaciones de carga especificadas en los Artículos 5.14.2.3.4a y 5.14.2.3.4b.

##### 5.14.2.3.4a. Superestructuras

- Para solicitaciones máximas:

$$\sum \gamma Q = 1,1 (DC + DIFF) + 1,3 (CEQ + CLL) + A + AI \quad (5.14.2.3.4a-1)$$

- Para solicitaciones mínimas:

$$\sum \gamma Q = DC + CEQ + A + AI \quad (5.14.2.3.4a-2)$$

#### 5.14.2.3.4b. Subestructuras

Se aplicarán las combinaciones de carga correspondiente a Resistencia **I**, **III** y **V** de la Tabla 3.4.1-1. Las cargas **DIFF** y **CEQ** serán incluidas y mayoradas con  $\gamma_{DC}$ . La carga **WUP** será incluida y mayorada con  $\gamma_{ws}$ . Las cargas **CLL** y **WE** se deben incluir y utilizar en lugar de **LL** y **WL**, respectivamente.

Las combinaciones de cargas constructivas también deben incluir las combinaciones de carga de las Ecuaciones 5.14.2.3.4a-1 y 5.14.2.3.4a-2. La respuesta dinámica o incremento dinámico (**AI**) se debe aplicar a los elementos de la subestructura por encima del pilote perforado o zapata, incluyendo la conexión entre la columna y la cimentación.

#### 5.14.2.3.5. Efectos térmicos durante la construcción

Se deberán considerar los efectos térmicos que pueden ocurrir durante la construcción del puente.

La documentación técnica deberá especificar las variaciones de la temperatura de colocación para los apoyos y juntas de expansión.

#### 5.14.2.3.6. Contracción y fluencia lenta

El coeficiente de fluencia lenta  $\psi(t, t_i)$  se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 5.4.2.3 o bien mediante ensayos. Se deberán determinar las tensiones para la redistribución de las tensiones de restricción desarrolladas por fluencia lenta y contracción que se basan en el cronograma constructivo supuesto según lo indicado en las especificaciones técnicas.

Para determinar las fuerzas de postesado finales, se deberán calcular las pérdidas de pretensado correspondientes al cronograma indicado en las especificaciones técnicas.

#### 5.14.2.3.7. Pérdidas de pretensado

Se deberán aplicar los requisitos aplicables del Artículo 5.9.5.

#### 5.14.2.3.8. Vainas y anclajes de postesado provisorios

##### 5.14.2.3.8a. Requisitos generales

Se deberán considerar requisitos para ajustar la fuerza de pretensado a fin de compensar las pérdidas inesperadas que pudieran ocurrir durante la construcción o después de la misma, las cargas permanentes futuras, y la limitación de la fisuración y las deformaciones. Si estos ajustes se estiman necesarios, se deberán satisfacer los requisitos aquí especificados.

#### 5.14.2.3.8b. Puentes con vainas internas

Para los puentes con vainas internas, se deberán proveer capacidad de anclaje y vainas provisionales para los cables de momento negativo y positivo ubicados simétricamente alrededor del eje del puente para considerar un aumento de la fuerza de postesado durante la construcción original. La potencial fuerza provisional total de los anclajes y vainas tanto de momento positivo como de momento negativo no deberá ser menor que **5 por ciento** de las fuerzas totales de postesado de momento positivo y negativo, respectivamente. Los anclajes para la fuerza de pretensado provisional se deberán distribuir uniformemente a intervalos de tres segmentos a lo largo de la longitud del puente.

Se deberá proveer como mínimo una vaina vacía por alma. Para los puentes continuos no es necesario utilizar capacidad de anclaje y vainas provisionales, para momento positivo, en el **25 por ciento** de la longitud del tramo a cada lado de los apoyos de las pilas.

Cualquier vaina provisional no utilizada para ajustar la fuerza de postesado se deberá inyectar lechada en el mismo momento que las demás vainas del tramo.

#### 5.14.2.3.8c. Previsión de ajustes para cargas permanentes o flechas futuras

Se deberán tomar recaudos para el acceso y la fijación de los anclajes, aberturas pasantes, y fijación de los bloques de desviación a fin de permitir la futura adición de cables externos no adherentes, protegidos contra la corrosión, ubicados dentro de la sección tipo cajón simétricamente respecto del eje del puente para una fuerza de postesado como mínimo igual a **10 por ciento** de la fuerza de postesado de momento positivo y momento negativo.

#### 5.14.2.3.9. Presentación del plano

Las especificaciones técnicas deberán incluir la descripción de un método constructivo sobre el cual se basa el diseño. Los planos contractuales deberán estar detallados de acuerdo con lo dispuesto en la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Section 10, "Prestressing", hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

La sección transversal del hormigón será dimensionada para acomodar el supuesto sistema de postesado, armadura de acero, y demás elementos embebidos. La sección transversal del hormigón debe también acomodar a dimensiones de anclaje comparables de los sistemas de postesado competitivos, a menos que se indique lo contrario en los planos.

#### 5.14.2.3.10. Dimensiones y detalles de las secciones transversales tipo viga cajón

##### 5.14.2.3.10a. Espesor mínimo de las alas

Los espesores de las alas superior e inferior no deberá ser menor que ninguno de los valores siguientes:

- **1/30** de la longitud libre entre almas o acartelamientos. Una dimensión menor requerirá nervios transversales con una separación igual a la longitud libre entre almas o acartelamientos.
- El espesor del ala superior no deberá ser menor que **0,23 m** en las zonas de anclaje, donde se utiliza el postesado transversal, ni menor que **0,20 m** fuera de las zonas de anclaje o para las losas pretensadas.

Si la luz libre entre almas o acartelamientos es mayor o igual que **4,50 m** se deberá utilizar postesado o pretesado transversal. El diámetro de los cordones utilizados para el pretensado transversal deberá ser menor o igual que **12,7 mm**.

#### **5.14.2.3.10b. Espesor mínimo de las almas**

Se deberán aplicar los siguientes valores mínimos, con las excepciones aquí especificadas:

- Almas sin cables de postesado longitudinal o vertical **0,20 m**
- Almas con cables de postesado longitudinal (o vertical) solamente **0,30 m**
- Almas con cables de postesado tanto longitudinal como vertical **0,38 m**

El espesor mínimo de las almas nervuradas se puede tomar como **0,18 m**.

#### **5.14.2.3.10c. Longitud en voladizo del ala superior**

La longitud en voladizo del ala superior, medida a partir del eje del alma, preferentemente no debe ser mayor que **0,45 veces** la longitud interior del ala superior medida entre los ejes de las almas.

#### **5.14.2.3.10d. Dimensiones globales de la sección transversal**

Preferentemente las dimensiones globales de la sección transversal de una viga cajón no deberán ser menores que las requeridas para limitar la flecha debida a la sobrecarga más las cargas de impacto, calculada usando el momento de inercia de la sección bruta y el módulo de elasticidad secante, a **1/1000** del tramo. La sobrecarga deberá consistir en todos los carriles de circulación totalmente cargados y ajustada según el número de carriles cargados como se especifica en el Artículo 3.6.1.1.2. La sobrecarga se deberá considerar uniformemente distribuida entre todos los elementos longitudinales solicitados a flexión.

#### **5.14.2.3.10e. Sobrecapas**

Se deberá considerar el uso de sobrecapas en todos los tableros de puentes expuestos a ciclos de congelamiento y deshielo y aplicación de compuestos químicos anticongelantes. La autoridad competente debe considerar proveer protección adicional contra la penetración de cloruros. Para todos los tipos de puentes construidos por dovelas (tanto prefabricados como hormigonados in situ), se recomienda proveer esta protección adicional agregando como mínimo **38 mm** de recubrimiento de hormigón en forma de sobrecapa o alternativamente una membrana impermeable con sobrecapa bituminosa. La autoridad competente podrá exigir materiales y técnicas de colocación específicas estipuladas por la práctica local.

#### **5.14.2.3.11. Diseño sismorresistente (A definir por INPRES)**

#### **5.14.2.4. Tipos de puentes construidos por dovelas**

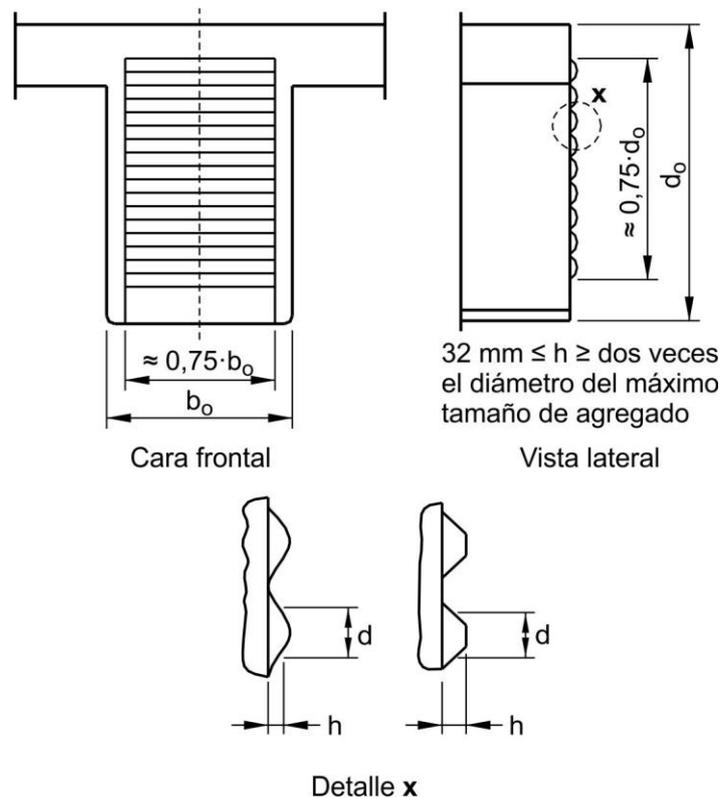
##### **5.14.2.4.1. Requisitos generales**

Los puentes diseñados para superestructuras colocadas por dovelas deberán satisfacer los requisitos aquí especificados, en base al método de colocación del hormigón y a los métodos de montaje a utilizar.

#### 5.14.2.4.2. Detalles para las construcciones con dovelas prefabricadas

La resistencia a la compresión del hormigón de las dovelas prefabricadas no deberá ser menor que **17 MPa** antes de retirar los encofrados. Además, las dovelas deberán tener una madurez equivalente a **14 días a 21°C** antes de colocarlos en la estructura.

En las almas de los puentes construidos con dovelas prefabricadas deberá haber múltiples conectores de corte de pequeña amplitud en las juntas conjugadas; estos conectores se deberán extender en la mayor parte del alma posible, manteniendo la compatibilidad con los otros detalles. Los detalles de los conectores de corte en las almas deberán ser similares a los ilustrados en la Figura 5.14.2.4.2-1. También se deberán proveer conectores de corte en las losas superior e inferior. Los conectores en las losas superior e inferior pueden ser grandes conectores de un único elemento.



**Figura 5.14.2.4.2-1. Ejemplo de conectores de corte de pequeña amplitud**

Las juntas en los puentes construidos por dovelas prefabricadas deberán ser ya sea con cierres hormigonados in situ o bien con juntas conjugadas con epoxi.

En los puentes construidos por dovelas prefabricadas con cables de postensado internos y en los puentes ubicados en áreas sujetas a temperaturas de congelamiento o a productos químicos anticongelantes, se deberán utilizar uniones adherentes.

Un sistema de pretensado temporario deberá proveer como mínimo una tensión de compresión de **0,21 MPa** y una tensión promedio de **0,28 MPa** a través de la junta hasta que la resina epoxi haya sido curada.

#### **5.14.2.4.3. Detalles para las construcciones con dovelas hormigonadas in situ**

Se deberá especificar que las uniones entre dovelas hormigonadas in situ deben tener una rugosidad intencional que exponga los agregados gruesos, o bien que sean con conectores.

El ancho de las juntas de cierre deberá permitir el acoplamiento de las vainas de los cables.

Se deberán proveer diafragmas en los estribos, pilas, uniones articuladas y puntos de quiebre del ala inferior en las estructuras con acartelamientos rectos. Los diafragmas deberán ser macizos en las pilas y estribos, excepto por las aberturas de acceso y para colocación de tuberías para servicios. Los diafragmas deberán tener como mínimo el ancho requerido por el diseño, con un voladizo mínimo sobre los apoyos no menor que **0,15 m**.

#### **5.14.2.4.4. Construcción por voladizos**

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar tanto a la construcción por voladizos prefabricados como a los hormigonados in situ.

Los cables longitudinales se pueden anclar en las almas, en la losa, o en tacos para anclajes que sobresalen del alma o la losa. En cada dovela se deberán anclar como mínimo **2 cables** longitudinales.

En la parte en voladizo de la estructura se deberá investigar el vuelco durante el montaje. El factor de seguridad contra el vuelco no deberá ser menor que **1,5** bajo cualquier combinación de cargas, según se especifica en el Artículo 5.14.2.3.3. La velocidad mínima del viento a utilizar en los análisis de estabilidad durante el montaje deberá ser igual a **90 km/h**, a menos que mediante análisis o registros meteorológicos se obtenga una mejor estimación de la velocidad probable del viento.

Se deberán anclar los cables de continuidad en al menos una dovela más allá del punto en el cual teóricamente son requeridos para las tensiones.

La documentación técnica deberá especificar las longitudes de las dovelas supuestas en el diseño. Cualquier modificación propuesta por el Contratista se deberá apoyar en nuevos análisis de la construcción y cálculo de las tensiones finales.

La documentación técnica deberá especificar el peso de la grúa pórtico de lanzamiento supuesto en los cálculos de tensiones y flechas.

#### **5.14.2.4.5. Construcción tramo por tramo**

En el diseño de puentes construidos tramo por tramo se deberán considerar las tensiones constructivas acumuladas debido a los cambios del sistema estructural a medida que progresa la construcción.

Se deberán considerar las tensiones debidas a los cambios en el sistema estructural, en particular los efectos de la aplicación de una carga a un sistema y su retiro de un sistema diferente. Se deberá tomar en cuenta la redistribución de tales tensiones mediante fluencia lenta, y las posibles variaciones de la velocidad y magnitud de la fluencia lenta.

#### **5.14.2.4.6. Construcciones lanzadas por tramos**

##### **5.14.2.4.6a. Requisitos generales**

En todas las etapas de lanzamiento las tensiones no deberán superar los límites especificados en el Artículo 5.9.4 para elementos con armadura adherente a través de la junta y cables internos.

Se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas friccionales en la subestructura durante el lanzamiento, y para soportar la superestructura si la estructura se lanza sobre

una pendiente. Para determinar las fuerzas friccionales críticas se deberá suponer que la fricción sobre los apoyos de lanzamiento varía entre **0** y **4 por ciento**, cualquiera sea el valor que resulte más crítico. El valor superior se puede reducir a **3,5 por ciento** si durante la construcción se monitorean las deformaciones de las pilas y las fuerzas del gato utilizado para el lanzamiento.

#### 5.14.2.4.6b. Solicitaciones debidas a las tolerancias constructivas

Las sollicitaciones debidas a las siguientes tolerancias constructivas admisibles se deberán superponer a las sollicitaciones resultantes de las cargas gravitatorias:

- En la dirección longitudinal entre dos apoyos adyacentes **5 mm**
- En la dirección transversal entre dos apoyos adyacentes **2,5 mm**
- Entre el área de fabricación y el equipo de lanzamiento en la dirección longitudinal y transversal **2,5 mm**
- Desviación lateral en el exterior de las almas **2,5 mm**

La fuerza horizontal que actúa en las guías laterales de los apoyos de lanzamiento no se deberá tomar menor que **1 por ciento** de la reacción de apoyo vertical.

Para las tensiones durante la construcción, la mitad de las sollicitaciones debidas a las tolerancias constructivas y la mitad de las sollicitaciones debidas a la temperatura de acuerdo con el Artículo 5.14.2.3 se deberán superponer con las sollicitaciones debidas a las cargas gravitatorias. Las tensiones de tracción en el hormigón, debidas a los momentos combinados, no deberán ser mayores que  $0,58 \cdot \sqrt{f_c}$ .

#### 5.14.2.4.6c. Detalles de diseño

Las pilas y los diafragmas de la superestructura en las pilas se deberán diseñar para permitir el gateado de la superestructura durante todas las etapas de lanzamiento y la instalación de los apoyos permanentes. Se deberán considerar las fuerzas friccionales durante el lanzamiento.

Se deberán investigar las tensiones locales que se pueden desarrollar en la parte inferior del alma durante el lanzamiento. Se deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Las placas de lanzamiento se deberán ubicar a una distancia no menor que **75 mm** a partir del exterior del alma,
- El recubrimiento de hormigón entre la parte inferior de la subestructura y las vainas de postensado no deberá ser menor que **0,15 m**, y
- Se deberán investigar las presiones de apoyo en la esquina alma/losa inferior y los efectos de las vainas no inyectadas, y se deberá considerar cualquier excentricidad entre el punto donde se intersecan los ejes del alma y la losa inferior y el eje del apoyo.

Los cables rectos requeridos para el lanzamiento se deberán ubicar en las losas superior e inferior de las vigas cajón, y en el tercio inferior del alma de las vigas de sección **T**. En una junta de construcción no se deberán acoplar más del **50 por ciento** de los cables. Los

anclajes y ubicaciones para los cables rectos se deberán diseñar para la resistencia del hormigón en el momento del tesado.

Las caras de las juntas de construcción deberán tener conectores de corte o una superficie rugosa con una amplitud mínima de rugosidad de **6 mm**. Se deberá proveer armadura no pretensada adherente longitudinal y transversalmente en todas las superficies de hormigón a través de la junta y en una distancia de **2,10 m** a cada lado de la junta. La armadura mínima deberá ser equivalente a barras **d<sub>b</sub>12** con una separación de **0,13 m**.

#### **5.14.2.4.6d. Diseño de los equipos constructivos**

Si la documentación técnica indica los equipos a utilizar para el lanzamiento por tramos, el diseño de estos equipos deberá incluir, aunque no se deberá limitar a, las siguientes características:

- Las tolerancias constructivas en la superficie de deslizamiento en la parte inferior de la nariz de lanzamiento se deberán limitar a las correspondientes a la superestructura, como se especifica en el Artículo 5.14.2.4.6b.
- Se deberá investigar la introducción de las reacciones de apoyo en la nariz de lanzamiento con respecto a su resistencia, estabilidad y deformación.
- Los apoyos de lanzamiento se deberán diseñar de manera tal que puedan compensar desviaciones locales de la superficie de deslizamiento de hasta **2 mm** mediante deformación elástica.
- El equipo de lanzamiento se deberá dimensionar considerando la fricción de acuerdo con el Artículo 5.14.2.4.6a y el gradiente real de la superestructura.
- El equipo de lanzamiento se deberá diseñar de manera de garantizar que una falla de la energía eléctrica no provocará el deslizamiento no controlado de la superestructura.
- El coeficiente de fricción entre el hormigón y las superficies de acero perfilado endurecido del equipo de lanzamiento se deberá tomar como **60 por ciento** en el estado límite de servicio, y la fricción deberá ser **30 por ciento** mayor que las fuerzas generadas durante el lanzamiento.

Los encofrados para las superficies de deslizamiento debajo y por fuera del alma deberán ser resistentes al desgaste y suficientemente rígidos para asegurar que su flecha durante el hormigonado no sea mayor que **2 mm**.

#### **5.14.2.5. Uso de métodos constructivos alternativos**

Cuando la documentación técnica así lo permita, se podrá permitir que el Contratista elija métodos constructivos alternativos y un esquema de postesado modificado apropiado para el método constructivo elegido. En este caso, el Contratista deberá presentar un análisis estructural que documente que las fuerzas de postesado y las excentricidades indicadas en los planos satisfacen todos los requisitos de las especificaciones de diseño. Si se requiere postesado adicional durante alguna etapa de la construcción o por algún otro motivo, se deberá demostrar que las tensiones en las secciones críticas de la estructura definitiva satisfacen los requisitos sobre tensiones admisibles indicados en las especificaciones de diseño. Estará permitido retirar el postesado temporario para lograr

dichas condiciones. Estará permitido utilizar armadura adicional no pretensada para las diferentes etapas de la construcción. Todos los materiales adicionales requeridos durante las diferentes etapas de la construcción deberán ser provistos por el Contratista sin costo alguno para el Propietario.

Se pueden incluir requisitos de ingeniería de valor agregado en los requisitos especiales de las especificaciones técnicas, que permitan métodos constructivos alternativos que requieran un rediseño total de la estructura definitiva. Los costos de ingeniería del Contratista para la preparación del diseño ingenieril de valor agregado y los costos de ingeniería del Propietario para la verificación del diseño serán considerados parte del costo del rediseño de la estructura.

Ninguna propuesta de ingeniería alternativa deberá modificar la separación de las pilas, su alineación, el aspecto exterior del hormigón ni las dimensiones, excepto en aquellos casos en los cuales la documentación técnica específicamente permita tales cambios.

Para la ingeniería alternativa o de valor agregado, el Contratista deberá proveer un conjunto completo de cálculos de diseño y documentación técnica revisada. El diseño alternativo deberá ser preparado por un Profesional de la Ingeniería con experiencia en el diseño de puentes construidos por dovelas. Al aceptar el nuevo diseño alternativo, el Profesional de Ingeniería responsable por el nuevo diseño se convertirá en el nuevo "Engineer of Record".

#### **5.14.2.6. Subestructuras de los puentes construidos por dovelas**

##### **5.14.2.6.1. Requisitos generales**

El diseño de las pilas y estribos deberá satisfacer los requisitos del Capítulo 11 y los requisitos del presente capítulo. Se deberán considerar las cargas, momentos y cortes de montaje impuestos a las pilas y estribos por el método constructivo indicado en la documentación técnica. Se deberán indicar los apoyos y arriostramientos auxiliares requeridos. Las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca se deberán diseñar de acuerdo con el Artículo 5.7.4.7. El área de armadura longitudinal no pretensada discontinua puede ser como se especifica en el Artículo 5.14.2.6.3.

##### **5.14.2.6.2. Combinaciones de cargas durante la construcción**

Para las subestructuras pretesadas verticalmente se deberán calcular las tensiones de tracción durante la construcción para las combinaciones de cargas aplicables de la Tabla 5.14.2.3.3-1.

##### **5.14.2.6.3. Armadura longitudinal de las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca**

El área mínima de armadura longitudinal no pretensada discontinua en las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca deberá satisfacer los requisitos de armadura de contracción y temperatura especificados en el Artículo 5.10.8.

#### **5.14.3. Arcos**

##### **5.14.3.1. Requisitos generales**

La forma de un arco se deberá seleccionar con el objetivo de minimizar la flexión bajo el efecto combinado de las cargas permanentes y temporarias.

### 5.14.3.2. Nervaduras de los arcos

La estabilidad en el plano de la(s) nervadura(s) de los arcos se deberá investigar utilizando un módulo de elasticidad y un momento de inercia apropiado para la combinación de cargas y momento en dicha(s) nervadura(s).

En lugar de un análisis más riguroso, la longitud efectiva de pandeo se puede estimar como el producto entre la longitud de la mitad de la luz del arco y el factor especificado en la Tabla 4.5.3.2.2c-1.

Para el análisis de las nervaduras de los arcos se pueden aplicar los requisitos del Artículo 4.5.3.2.2. Si se utiliza la corrección aproximada para momento de segundo orden especificada en el Artículo 4.5.3.2.2c, se podrá calcular un módulo de elasticidad secante a corto plazo estimado en base a una resistencia igual a  $0,40 \cdot f_c$ , como se especifica en el Artículo 5.4.2.4.

Las nervaduras de los arcos se deberán armar como elementos solicitados a compresión. La armadura mínima igual a **1 por ciento** del área bruta de hormigón se deberá distribuir uniformemente en la sección de la nervadura. Se deberá proveer armadura de confinamiento como la requerida para las columnas.

Los muros de enjuta sin relleno de más de **7,5 m** de altura se deberán arriostrar mediante contrafuertes o diafragmas.

Los muros de enjuta deberán tener juntas de expansión. Se deberá proveer armadura de temperatura correspondiente a la separación de las juntas.

El muro de enjuta se deberá unir en el arranque.

El relleno del muro de enjuta deberá tener un drenaje efectivo. Se deberán proveer filtros para impedir que los sumideros se obturen con material fino.

### 5.14.4. Superestructuras de losas

#### 5.14.4.1. Superestructuras de losas macizas hormigonadas in situ

Las losas hormigonadas in situ armadas longitudinalmente pueden tener armadura convencional o armadura pretensada, y se pueden utilizar como puentes tipo losa.

La distribución de la sobrecarga se puede determinar mediante un análisis refinado o bien como se especifica en el Artículo 4.6.2.3. Las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el Artículo 4.6.2.3 se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte.

Se deberán proveer vigas de borde como se especifica en el Artículo 9.7.1.4.

Se deberá colocar armadura transversal de distribución en la parte inferior de todas las losas, excepto en las losas superiores de alcantarillas o losas de puente, si la altura del relleno sobre la losa es mayor que **0,60 m**. La cantidad de armadura transversal inferior se puede determinar mediante un análisis bidimensional, o bien la cantidad de armadura de distribución se puede tomar como el porcentaje de la armadura principal requerida para momento positivo de la siguiente manera:

- Para construcciones de hormigón armadas longitudinalmente:

$$\frac{55,21}{\sqrt{L}} \leq 50\% \quad (5.14.4.1-1)$$

- Para construcciones pretensadas longitudinalmente:

$$\frac{55,21}{\sqrt{L}} \frac{f_{pe}}{420} \leq 50\% \quad (5.14.4.1-2)$$

donde:

- $L$  longitud de tramo, en m.
- $f_{pe}$  tensión efectiva en el acero de pretensado después de las pérdidas, en MPa.

La armadura transversal de contracción y temperatura en la parte superior de las losas deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.8.

#### 5.14.4.2. Superestructuras de losas aligeradas hormigonadas in situ

##### 5.14.4.2.1. Dimensiones de la sección transversal

Las superestructuras de losas aligeradas hormigonadas in situ se pueden postesar tanto longitudinal como transversalmente.

Para el caso de vacíos circulares, la separación entre los centros de los vacíos no debe ser menor que la altura total de la losa, y el mínimo espesor de hormigón tomado en el eje del vacío perpendicular a la superficie exterior no deberá ser menor que **0,14 m**.

Para el caso de vacíos rectangulares, el ancho transversal del vacío no debe ser mayor que **1,5 veces** la altura del vacío, el espesor del alma entre los vacíos no debe ser menor que **20 por ciento** de la altura total del tablero, y el mínimo espesor de hormigón sobre los vacíos no deberá ser menor que **0,18 m**.

La altura del ala inferior deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.14.1.5.1b.

Si los vacíos satisfacen estos requisitos dimensionales y si la relación de vacíos determinada en base al área de la sección transversal no es mayor que **40 por ciento**, la superestructura se puede analizar como si fuera una losa, usando ya sea los requisitos del Artículo 4.6.2.3 o bien un análisis bidimensional para placas isótropas.

Si la relación de vacíos es mayor que **40 por ciento**, la superestructura se deberá tratar como una construcción celular y se deberá analizar como:

- Un cajón monolítico de múltiples celdas, como se especifica en el Artículo 4.6.2.2.1, Tipo **d**,
- Una placa ortótropa, o
- Un continuo tridimensional.

##### 5.14.4.2.2. Mínimo número de apoyos

Las columnas pueden constituir un pórtico en la superestructura, o bien se pueden utilizar como apoyos simples en los apoyos internos de las estructuras continuas. En los extremos se deberán utilizar como mínimo dos apoyos.

La rotación transversal de la superestructura no deberá ser mayor que **0,5 por ciento** en los estados límite de servicio.

##### 5.14.4.2.3. Secciones macizas en los extremos

En cada uno de los extremos de un tramo se deberá proveer una sección maciza de al menos **0,90 m** de longitud, pero esta longitud no debe ser menor que **5 por ciento** de la

longitud del tramo. Las zonas de anclaje postesadas deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.10.9. En ausencia de un análisis más refinado, las secciones macizas del tablero se pueden analizar como una viga transversal que distribuye las fuerzas a los apoyos del puente y a los anclajes de postesado.

#### **5.14.4.2.4. Requisitos generales de diseño**

Para las losas aligeradas que satisfacen los requisitos del Artículo 5.14.4.2.1, no es necesario combinar las sollicitaciones globales y locales debidas a las cargas de rueda. El ala superior de un tablero con vacíos rectangulares se puede analizar y diseñar como una losa de pórtico o bien se la puede diseñar usando los requisitos del procedimiento empírico especificado en el Artículo 9.7.2.

La parte superior de la losa sobre vacíos circulares formados con moldes de acero se deberá postesar transversalmente. En el mínimo espesor del hormigón, la precompresión media luego de todas las pérdidas, según lo especificado en el Artículo 5.9.5, no deberá ser menor que **3,5 MPa**. Si se aplica postesado transversal no será necesario proveer armadura adicional en el hormigón sobre los vacíos circulares.

La armadura transversal de contracción y temperatura en la parte inferior de la losa aligerada deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.8.

#### **5.14.4.2.5. Zonas comprimidas en áreas de momento negativo**

En las pilas internas, la parte de la sección transversal solicitada a compresión se puede considerar como una columna horizontal y se puede armar como tal.

#### **5.14.4.2.6. Drenaje de los vacíos**

Se deberá proveer un drenaje adecuado para los vacíos de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.6.6.5.

### **5.14.4.3. Puentes con tableros de elementos prefabricados**

#### **5.14.4.3.1. Requisitos generales**

Se pueden disponer unidades prefabricadas de hormigón adyacentes entre sí en la dirección longitudinal y unir las transversalmente de manera que formen un sistema de tablero. Las unidades prefabricadas de hormigón pueden ser continuas ya sea exclusivamente para cargas temporarias o bien tanto para cargas permanentes como temporarias. La continuidad entre tramos, si se provee, deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.14.1.3.2.

Si no se provee una sobrecapa de hormigón estructural, el espesor mínimo del hormigón deberá ser de **0,09 m** en la parte superior de los elementos con vacíos circulares y **0,14 m** en todos los demás elementos.

#### **5.14.4.3.2. Uniones con transferencia de corte**

Los elementos longitudinales prefabricados se pueden unir transversalmente mediante un conector de corte de no menos de **0,18 m** de altura. Para los fines del análisis, las uniones con transferencia de corte longitudinal se deberán modelar como articulaciones.

La unión se deberá llenar con mortero sin contracción que posea una resistencia a la compresión mínima de **35 MPa** a las **24 horas**.

#### **5.14.4.3.3. Uniones con transferencia de corte y flexión**

#### **5.14.4.3.3a. Requisitos generales**

Los elementos longitudinales prefabricados se pueden unir entre sí mediante postesado transversal, juntas de cierre hormigonadas in situ, una sobrecapa estructural, o una combinación de ellos.

#### **5.14.4.3.3b. Diseño**

Los tableros con uniones con transferencia de flexión y corte se deben modelar como placas continuas, excepto que no se deberá utilizar el procedimiento de diseño empírico del Artículo 9.7.2. Las juntas se deberán diseñar como elementos solicitados a flexión, satisfaciendo los requisitos del Artículo 5.14.4.3.3d.

#### **5.14.4.3.3c. Postesado**

El postesado transversal se deberá distribuir uniformemente en la dirección longitudinal. Se pueden usar bloques para facilitar el empalme de las vainas de postesado. La altura comprimida de la junta no deberá ser menor que **0,18 m**, y la tensión de pretesado en la misma luego de todas las pérdidas no deberá ser menor que **1,7 MPa**.

#### **5.14.4.3.3d. Juntas de construcción longitudinales**

Las juntas constructivas longitudinales entre los elementos prefabricados de hormigón solicitados a flexión consistirán de un conector relleno con mortero sin contracción alcanzando una resistencia a compresión de **35 MPa** dentro de las **24 horas**. La altura del conector no debe ser menor de **0,13 m**.

Si los elementos se postesan juntos transversalmente, se puede suponer que las alas superiores actúan como una losa monolítica. Sin embargo, no es aplicable el diseño empírico de losa especificado en el Artículo 9.7.2.

El pretesado transversal requerido se puede determinar ya sea por el método de la faja o por un análisis bidimensional. El pretesado transversal a través del conector, después de todas las pérdidas, no deberá ser menor que **1,7 MPa**. En los últimos **0,90 m** de un extremo libre, se deberá duplicar el pretesado transversal requerido.

#### **5.14.4.3.3e. Junta de cierre hormigonada in situ**

El hormigón de la junta de cierre deberá tener una resistencia comparable a la de los elementos prefabricados. El ancho de la junta longitudinal deberá ser suficientemente amplio para permitir el desarrollo de la armadura en la junta, pero en ningún caso dicho ancho deberá ser menor que **0,30 m**.

#### **5.14.4.3.3f. Sobrecapa estructural**

Si se utiliza una sobrecapa estructural con la finalidad de mejorar la distribución de cargas según lo especificado en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, el espesor de la sobrecapa de hormigón estructural no deberá ser menor que **0,11 m**. Se deberá proveer una capa de armadura isotropa de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.10.8. A la superficie superior de los elementos prefabricados se le deberá imprimir una rugosidad intencional.

### **5.14.5. Requisitos adicionales para alcantarillas**

#### **5.14.5.1. Requisitos generales**

Los aspectos del diseño de alcantarillas relacionados con el suelo se especifican en el Capítulo 12.

#### 5.14.5.2. Diseño a flexión

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.7.

#### 5.14.5.3. Diseño al corte de las losas de las alcantarillas tipo cajón

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.8, a menos que este Artículo los modifique. Para las losas de alcantarillas tipo cajón debajo de **0,60 m** o más de relleno, la resistencia al corte  $V_c$  se puede calcular como:

$$V_c = \left( 177,5 \sqrt{f'_c} + 31720 \frac{A_s}{b d_e} \frac{V_u d_e}{M_u} \right) b d_e \quad (5.14.5.3-1)$$

pero  $V_c$  no deberá ser mayor que:  $331 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_e$

donde:

- $A_s$       área del acero de las armaduras en el ancho de diseño, en m<sup>2</sup>.
- $d_e$       altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada, en m.
- $V_u$       corte debido a las cargas mayoradas, en kN.
- $M_u$       momento debido a las cargas mayoradas, en kN·m.
- $b$       ancho de diseño, en m.

Solamente para las alcantarillas tipo cajón de una sola celda, para las losas que forman pórticos monolíticos con los muros no es necesario tomar  $V_c$  menor que  $249 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_e$ , y para las losas simplemente apoyadas no es necesario tomar  $V_c$  menor que  $208 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$ .

El valor  $V_u \cdot d_e / M_u$  no se deberá tomar mayor que **1,0** siendo  $M_u$  el momento mayorado que actúa simultáneamente con  $V_u$  en la sección analizada. Para las losas de alcantarillas tipo cajón debajo de menos de **0,60 m** de relleno y para los muros laterales se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 5.8 y 5.13.3.6.

# APÉNDICE A5. PASOS BÁSICOS PARA LOS PUENTES DE HORMIGÓN

## A.5.1. REQUISITOS GENERALES

La intención de este esquema es ilustrar, con una visión genérica, el proceso de diseño con base en los métodos simplificados. No se debe considerar completo, ni tampoco se debe utilizar en reemplazo de un cabal conocimiento de los requisitos de este Capítulo.

## A.5.2. CONSIDERACIONES GENERALES

- A. Filosofía de diseño (1.3.1)
- B. Estados límite (1.3.2)
- C. Objetivos del diseño y características de ubicación (2.3) (2.5)

## A.5.3. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE VIGAS

- A. Desarrollar la sección general
  - 1. Definir el ancho de calzada (Ancho especificado de la carretera)
  - 2. Determinar las disposiciones del tramo (2.3.2) (2.5.4) (2.5.5) (2.6)
  - 3. Elegir el tipo de puente
- B. Desarrollar la sección típica
  - 1. Vigas prefabricadas pretensadas
    - a. Ala superior (5.14.1.2.2)
    - b. Ala inferior (5.14.1.2.2)
    - c. Almas (5.14.1.2.2)
    - d. Altura de la estructura (2.5.2.6.3)
    - e. Armadura mínima (5.7.3.3.2) (5.7.3.4)
    - f. Dispositivos de izaje (5.14.1.2.3)
    - g. Juntas (5.14.1.3.2)
  - 2. Vigas tipo cajón de múltiples almas y vigas T hormigonadas in situ (5.14.1.5)
    - a. Ala superior (5.14.1.5.1a)
    - b. Ala inferior (5.14.1.5.1b)
    - c. Almas (5.14.1.5.1c)
    - d. Altura de la estructura (2.5.2.6.3)
    - e. Armadura (5.14.1.5.2)
      - (1) Armadura mínima (5.7.3.3.2) (5.7.3.4)
      - (2) Armadura de contracción y temperatura (5.10.8)
    - f. Anchos del ala efectiva (4.6.2.6)
    - g. Áreas de bielas y tirantes, si corresponde (5.6.3)
- C. Diseño convencional del tablero de hormigón armado
  - 1. Losas del tablero (4.6.2.1)
  - 2. Altura mínima (9.7.1.1)
  - 3. Diseño empírico (9.7.2)
  - 4. Diseño tradicional (9.7.3)
  - 5. Método de las fajas (4.6.2.1)
  - 6. Aplicación de las sobrecargas (3.6.1.3.3) (4.6.2.1.5)
  - 7. Armadura de distribución (9.7.3.2)
  - 8. Diseño de los voladizos (A13.4) (3.6.1.3.4)
- D. Seleccionar los factores de resistencia

- Estado límite de resistencia (Convencional) (5.5.4.2.1)
- E. Seleccionar los modificadores de carga
    - 1. Ductilidad (1.3.3)
    - 2. Redundancia (1.3.4)
    - 3. Importancia operativa (1.3.5)
  - F. Seleccionar las combinaciones de carga y factores de carga aplicables (3.4.1, Tabla 3.4.1-1)
  - G. Calcular las solicitaciones debidas a la sobrecarga
    - 1. Sobrecargas (3.6.1) y número de carriles (3.6.1.1.1)
    - 2. Presencia múltiple (3.6.1.1.2)
    - 3. Incremento por carga dinámica (3.6.2)
    - 4. Factor de distribución para momento (4.6.2.2.2)
      - a. Vigas interiores con tableros de hormigón (4.6.2.2.2b)
      - b. Vigas exteriores (4.6.2.2.2d)
      - c. Puentes oblicuos (4.6.2.2.2e)
    - 5. Factor de distribución para corte (4.6.2.2.3)
      - a. Vigas interiores (4.6.2.2.3a)
      - b. Vigas exteriores (4.6.2.2.3b)
      - c. Puentes oblicuos (4.6.2.2.3c, Tabla 4.6.2.2.3c-1)
    - 6. Reacciones a la subestructura (3.6)
  - H. Calcular las solicitaciones debidas a otras cargas según corresponda
  - I. Analizar el estado límite de servicio
    - 1. Pérdidas de pretensado (5.9.5)
    - 2. Limitaciones para la tensión en los cables de pretensado (5.9.3)
    - 3. Limitaciones para la tensión en el hormigón pretensado (5.9.4)
      - a. Antes de las pérdidas (5.9.4.1)
      - b. Después de las pérdidas (5.9.4.2)
    - 4. Durabilidad (5.12)
    - 5. Limitación de la fisuración (5.7.3.4)
    - 6. Fatiga, si corresponde (5.5.3)
    - 7. Flecha y contraflecha (2.5.2.6.2) (3.6.1.3.2) (5.7.3.6.2)
  - J. Analizar el estado límite de resistencia
    - 1. Flexión
      - a. Tensión en el acero de pretensado – Cables adherentes (5.7.3.1.1)
      - b. Tensión en el acero de pretensado – Cables no adherentes (5.7.3.1.2)
      - c. Resistencia a la flexión (5.7.3.2)
      - d. Límites para las armaduras (5.7.3.3)
    - 2. Corte (Suponiendo torsión nula)
      - a. Requisitos generales (5.8.2)
      - b. Modelo de diseño por secciones (5.8.3)
        - (1) Resistencia nominal al corte (5.8.3.3)
        - (2) Determinación de  $\beta$  y  $\phi$  (5.8.3.4)
        - (3) Armadura longitudinal (5.8.3.5)
        - (4) Armadura transversal (5.8.2.4) (5.8.2.5) (5.8.2.6) (5.8.2.7)
        - (5) Corte horizontal (5.8.4)
  - K. Verificar detalles
    - 1. Requisitos de recubrimiento (5.12.3)
    - 2. Longitud de anclaje – Armadura no pretensada (5.11.1) (5.11.2)
    - 3. Longitud de anclaje – Armadura pretensada (5.11.4)
    - 4. Empalmes (5.11.5) (5.11.6)
    - 5. Zonas de anclaje
      - a. Postensado (5.10.9)
      - b. Pretensado (5.10.10)
    - 6. Vainas (5.4.6)

7. Limitaciones para el perfil de los cables
  - a. Confinamiento de los cables (5.10.4)
  - b. Cables curvos (5.10.4)
  - c. Límites de separación (5.10.3.3)
8. Límites para la separación de la armadura (5.10.3)
9. Armadura transversal (5.8.2.6) (5.8.2.7) (5.8.2.8)
10. Vigas con resaltos horizontales (5.13.2.5)

#### **A5.4. PUENTES LOSA**

En general, el enfoque de diseño para los puentes losa es similar al utilizado para puentes viga, con algunas excepciones que se indican a continuación.

- A. Verificar la altura mínima recomendada (2.5.2.6.3)
- B. Determinar el ancho de faja para sobrecarga (4.6.2.3)
- C. Determinar la aplicabilidad de la sobrecarga para tableros y sistemas de tablero (3.6.1.3.3)
- D. Diseñar la viga de borde (9.7.1.4)
- E. Analizar el corte (5.14.4.1)
- F. Analizar la armadura de distribución (5.14.4.1)
- G. Si no es maciza:
  1. Verificar si se trata de una construcción aligerada o celular (5.14.4.2.1)
  2. Verificar las dimensiones mínimas y máximas (5.14.4.2.1)
  3. Diseñar los diafragmas (5.14.4.2.3)
  4. Verificar los requisitos de diseño (5.14.4.2.4)

#### **A5.5. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA**

- A. Establecer el ancho mínimo de asiento
- B. Compilar las sollicitaciones no compiladas para la superestructura
  1. Viento (3.8)
  2. Hidráulicas (3.7)
  3. Efecto de la socavación (2.6.4.4.2)
  4. Hielo (3.9)
  5. Sismo (3.10) (4.7.4)
  6. Temperatura (3.12.2) (3.12.3) (4.6.6)
  7. Deformación impuesta (3.12)
  8. Colisión de embarcaciones (3.14) (4.7.5)
  9. Colisión de vehículos (3.6.5)
  10. Fuerza de frenado (3.6.4)
  11. Fuerza centrífuga (3.6.3)
  12. Empuje del suelo (3.11)
- C. Analizar la estructura y compilar las combinaciones de cargas
  1. Tabla 3.4.1-1
  2. Combinaciones de cargas sísmicas especiales (3.10.8)
- D. Diseñar los elementos sometidos a compresión (5.7.4)
  1. Resistencia minorada axial (5.7.4.4)
  2. Flexión biaxial (5.7.4.5)
  3. Efectos de la esbeltez (4.5.3.2.2) (5.7.4.3)
  4. Armadura transversal (5.7.4.6)
  5. Corte (generalmente incluyendo EQ y colisión de embarcaciones) (3.10.9.4.3)
  6. Límites para la armadura (5.7.4.2)

7. Aplastamiento (5.7.5)
  8. Durabilidad (5.12)
  9. Detalles (como en el Paso A5.3K) y diseño sismorresistente (5.10.11)
- E. Diseño de las fundaciones (Consideraciones estructurales)
1. Socavación
  2. Zapatas (5.13.3)
  3. Estribos (Capítulo 11)
  4. Detalles de los pilotes (5.13.4)



**INTI**

INSTITUTO NACIONAL DE  
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



**CIRSOC**

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS  
REGLAMENTOS NACIONALES DE  
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES