

**NORMA
VENEZOLANA**

**COVENIN
1753 - 87**

COMENTARIO

**ESTRUCTURAS DE CONCRETO
ARMADO PARA EDIFICACIONES
ANALISIS Y DISEÑO**



**MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE EDIFICACIONES**



INDICE

PARTE 1 GENERALIDADES

CAPITULO C-1 GENERALIDADES

C-1.1	VALIDEZ Y ALCANCE	C-1
C-1.2	CÁLCULOS Y PLANOS ESTRUCTURALES	C-1
C-1.3	INSPECCION	C-2
C-1.4	APROBACIÓN DE SISTEMAS DE DISEÑO O DE CONSTRUCCION NO TRADICIONALES	C-3
C-1.5	DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EDIFICACIONES ANTISÍSMICAS	C-3

CAPITULO C-2 DEFINICIONES

C-5

PARTE 2 ESPECIFICACIONES PARA ENSAYOS Y MATERIALES

CAPITULO C-3 MATERIALES

C-3.2	CEMENTOS	C-8
C-3.3	AGREGADOS	C-8
C-3.4	AGUA	C-8
C-3.5	ACERO DE REFUERZO	C-9
C-3.5.1		C-9
C-3.5.2		C-9
C-3.5.3	Armadura Estriada	C-10
C-3.5.4	Armadura Lisa	C-10
C-3.6	ADITIVOS	C-10
C-3.8	ESPECIFICACIONES CITADAS EN ESTAS NORMAS	C-11

PARTE 3 REQUISITOS CONSTRUCTIVOS

CAPITULO C-4 CALIDAD DEL CONCRETO

C-4.1	GENERALIDADES	C-12
C-4.2	SELECCION DE LAS PROPORCIONES DE LA MEZCLA DE CONCRETO	C-12
C-4.3	DOSIFICACION EN BASE A LA EXPERIENCIA EN OBRA Y/O MEZCLAS DE TANTEO	C-13
C-4.3.1	Desviación Estándar	C-13
C-4.3.2	Resistencia Promedio Requerida	C-15
C-4.3.3	Procedimiento para Justificar la Dosificación	C-16
C-4.4	DOSIFICACION POR MEDIO DE LA RELACION AGUA/CEMENTO	C-16
C-4.5	REQUISITOS PARA EXPOSICION A CONDICIONES ESPECIALES	C-17

C-4.7	EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO	C-19
C-4.7.1	Frecuencia de los Ensayos	C-19
C-4.7.2	Ensayos de Probetas Curadas en el Laboratorio	C-20
C-4.7.3	Ensayos de Probetas Curadas en Obra	C-21
C-4.7.4	Investigación de los Resultados de Ensayos de Baja Resistencia	C-21

CAPITULO C-5 MEZCLADO Y VACIADO DEL CONCRETO

C-5.1	PREPARACION DEL EQUIPO Y DEL LUGAR DE VACIADO	C-25
C-5.2	MEZCLADO DEL CONCRETO	C-25
C-5.3	TRANSPORTE	C-25
C-5.4	VACIADO	C-26
C-5.5	CURADO	C-26
C-5.5.3	Curado Acelerado	C-27
C-5.5.4		C-27
C-5.6	REQUISITOS PARA VACIADO EN TIEMPO CALUROSO	C-27

CAPITULO C-6 ENCOFRADOS, TUBERIAS EMBUTIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCION

C-6.1	DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS	C-29
C-6.2	DESENCOFRADO Y DESAPUNTALAMIENTO	C-29
C-6.3	TUBERIAS Y CONDUCTOS EMBUTIDOS EN CONCRETO	C-30
C-6.4	JUNTAS DE CONSTRUCCION	C-31

CAPITULO C-7 DETALLES DEL REFUERZO

C-7.1	GANCHOS	C-33
C-7.2	DIÁMETROS MINIMOS DE DOBLEZ	C-33
C-7.3	DOBLADO	C-34
C-7.4	CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO	C-34
C-7.5	COLOCACION DE LAS ARMADURAS	C-35
C-7.6	SEPARACION DEL REFUERZO	C-36
C-7.6.6	Grupos de Barras	C-36
C-7.7	RECUBRIMIENTO MINIMO DEL REFUERZO	C-36
C-7.8	DETALLES ESPECIALES PARA COLUMNAS	C-37
C-7.8.1	Barras No Alineadas	C-37
C-7.8.2	Núcleos Metálicos	C-37
C-7.9	NODOS	C-37
C-7.10	ARMADURA TRANSVERSAL PARA MIEMBROS COMPRIMIDOS	C-37
C-7.10.4	Zunchos	C-38
C-7.10.5	Ligaduras	C-38

C-7.11 ARMADURA TRANSVERSAL EN LOS ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION	C-39
C-7.12 ARMADURA DE RETRACCION Y TEMPERATURA	C-39

PARTE 4 REQUISITOS GENERALES

CAPITULO C-8 ANALISIS Y DISEÑO - CONSIDERACIONES GENERALES

C-8.1 MÉTODOS DE DISEÑO	C-44
C-8.2 ACCIONES	C-44
C-8.3 MÉTODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL	C-44
C-8.4 REDISTRIBUCION DE MOMENTOS NEGATIVOS EN MIEMBROS CONTINUOS SOMETIDOS A FLEXION	C-45
C-8.5 MÓDULOS DE ELASTICIDAD	C-45
C-8.6 RIGIDEZ	C-46
C-8.7 LUZ DE CÁLCULO	C-47
C-8.8 ESTRUCTURAS APORTICADAS	C-47
C-8.8.2 Vigas	C-47
C-8.8.3 Columnas	C-48
C-8.9 VIGAS T	C-49
C-8.10 ENTREPIOS NERVADOS	C-49
C-8.11 REVESTIMIENTO DE PISOS	C-49

CAPITULO C-9 REQUISITOS PARA LA RESISTENCIA Y LAS CONDICIONES DE SERVICIO

C-9.1 GENERALIDADES	C-53
C-9.2 RESISTENCIA REQUERIDA	C-55
C-9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO	C-57
C-9.4 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA LA ARMADURA	C-59
C-9.5 CONTROL DE LAS FLECHAS	C-59
C-9.5.2 Elementos Armados en una Dirección	C-59
C-9.5.3 Sistemas Estructurales Armados en Dos Direcciones	C-63
C-9.5.4 Construcción Compuesta	C-64

CAPITULO C-10 FLEXION Y CARGAS AXIALES

C-10.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO	C-69
C-10.3 PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES	C-71
C-10.3.1	C-72
C-10.3.2	C-72
C-10.3.3	C-72
C-10.3.4 Diseño de Miembros Sometidos a Carga Axial	C-73

C-10.3.5	Diseño de Miembros Sometidos a Carga Axial y Momento Flector	C-73
C-10.4	DISTANCIA ENTRE ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION	C-74
C-10.5	ARMADURA MINIMA DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION	C-74
C-10.6	DISTRIBUCION DE LAS ARMADURAS DE FLEXION EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCION	C-75
C-10.7	VIGAS-PARED	C-77
C-10.8	SECCION EFECTIVA DE MIEMBROS COMPRIMIDOS	C-77
C-10.8.2	Miembros Comprimidos que se Construyen Monolíticamente con Muros	C-77
C-10.8.3	Sección Circular Equivalente de Miembros Comprimidos	C-77
C-10.8.4	Área Efectiva Mínima	C-77
C-10.9	LÍMITES PARA LAS ARMADURAS DE MIEMBROS COMPRIMIDOS	C-78
C-10.10	EFFECTOS DE ESBELTEZ EN LOS MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESION	C-79
C-10.11	EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ	C-81
C-10.11.2	Longitud Efectiva de Miembros Comprimidos	C-81
C-10.11.4	Consideración de los Efectos de Esbeltez	C-84
C-10.11.5	Magnificación de Momentos	C-85
C-10.11.6	Magnificación de Momentos para Miembros Sometidos a Flexión	C-87
C-10.11.7	Magnificador de Momentos δ para Flexión Biaxial	C-88
C-10.12	TRANSMISION DE LAS CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVES DEL SISTEMA DE ENTREPISO	C-88
C-10.13	MIEMBROS MIXTOS COMPRIMIDOS	C-89
C-10.13.1		C-89
C-10.13.2		C-89
C-10.13.3		C-89
C-10.13.4		C-89
C-10.13.5		C-90
C-10.13.6	Núcleos de Concreto Embutidos en Perfiles Tubulares de Acero Estructural	C-90
C-10.13.7	Armadura Helicoidal Alrededor de un Núcleo de Acero Estructural	C-90
C-10.13.8	Ligaduras Alrededor de los Núcleos de Acero Estructural	C-90
C-10.14	RESISTENCIA DEL CONCRETO AL APLASTAMIENTO	C-91
CAPITULO C-11 CORTE Y TORSION		
C-11.1	RESISTENCIA AL CORTE	C-104
C-11.2	CONCRETO LIVIANO	C-106
C-11.3	RESISTENCIA ASIGNADA AL CONCRETO	C-107

C-11.4 RESISTENCIA AL CORTE ASIGNADA A LAS ARMADURAS	C-108
C-11.4.2	C-108
C-11.4.3	C-108
C-11.4.4 Límites de Separación para las Armaduras de Corte	C-108
C-11.4.5 Armadura Mínima de Corte	C-108
C-11.4.6 Diseño de las Armaduras de Corte	C-109
C-11.5 RESISTENCIA A CORTE Y TORSIÓN COMBINADOS PARA MIEMBROS CON SECCIONES RECTANGULARES O CON ALAS	C-110
C-11.5.1	C-111
C-11.5.2	C-112
C-11.5.3	C-112
C-11.5.4	C-113
C-11.5.5 Resistencia a la Torsión	C-113
C-11.5.6 Resistencia a la Torsión Asignada al Concreto	C-114
C-11.5.7 Requisitos para las Armaduras de Torsión	C-115
C-11.5.8 Límites de Separación para las Armaduras de Torsión	C-116
C-11.5.9 Diseño de las Armaduras de Torsión	C-116
C-11.6 RESISTENCIA AL CORTE POR FRICCIÓN	C-117
C-11.7 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA VIGAS-PARED	C-121
C-11.8 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MENSULAS	C-122
C-11.9 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOS MUROS ESTRUCTURALES	C-124
C-11.10 REQUISITOS ESPECIALES PARA PLACAS Y ZAPATAS	C-126
C-11.11 ESFUERZOS CORTANTES ORIGINADOS POR TRANSFERENCIA DE MOMENTOS A LAS COLUMNAS	C-129

CAPITULO C-12 LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DE LAS ARMADURAS

C-12.1 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS - GENERALIDADES	C-155
C-12.2 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA BARRAS Y ALAMBRES ESTRIADOS EN TRACCION	C-155
C-12.3 LONGITUDES DE DESARROLLO DE BARRAS ESTRIADAS COMPRIMIDAS	C-156
C-12.4 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA GRUPOS DE BARRAS	C-156
C-12.5 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA BARRAS CON GANCHO ESTÁNDAR EN TRACCION	C-157
C-12.6 ANCLAJES MECÁNICOS	C-158
C-12.7 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES ESTRIADOS SOMETIDAS A TRACCION	C-158
C-12.8 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOMETIDAS A TRACCION	C-158

C-12.9	LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS DE MIEMBROS SOMETIDAS A FLEXIÓN - GENERALIDADES	C-159
C-12.10	LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS PARA MOMENTOS POSITIVOS	C-160
C-12.11	LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS PARA MOMENTOS NEGATIVOS	C-162
C-12.12	LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS TRANSVERSALES EN LAS VIGAS	C-162
C-12.13	EMPALMES DE LAS ARMADURAS - GENERALIDADES	C-163
C-12.14	EMPALMES DE BARRAS Y ALAMBRES ESTRIADOS SOMETIDOS A TRACCION	C-165
C-12.15	EMPALMES DE BARRAS SOMETIDAS A COMPRESION	C-167
C-12.16	REQUISITOS ESPECIALES PARA LOS EMPALMES EN LAS COLUMNAS	C-168
C-12.17	EMPALMES DE LAS MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES ESTRIADOS SOMETIDAS A TRACCION	C-168
C-12.18	EMPALMES DE LAS MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOMETIDAS A TRACCION	C-169

PARTE 5 ELEMENTOS O SISTEMAS ESTRUCTURALES

CAPITULO C-13 PLACAS

C-13.1	ALCANCE	C-181
C-13.2	PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	C-181
C-13.2.1	Disposiciones Generales	C-181
C-13.2.2	Disposiciones Especiales para Placas sin Vigas	C-182
C-13.2.3	Distribución de las Cargas Variables	C-183
C-13.3	ARMADURA DE LAS PLACAS	C-183
C-13.3.1	Disposiciones Generales	C-183
C-13.3.2	Disposiciones Especiales para las Placas con Vigas	C-183
C-13.3.3	Disposiciones Especiales para las Placas sin Vigas	C-183
C-13.4	ABERTURAS EN PLACAS	C-184

CAPITULO C-14 MUROS ESTRUCTURALES

C-14.1	ALCANCE	C-187
C-14.2	GENERALIDADES	C-187
C-14.3	ARMADURAS MINIMAS	C-187
C-14.5	METODO EMPIRICO	C-187
C-14.6	MUROS NO PORTANTES	C-188

CAPITULO C-15 FUNDACIONES

C-15.2 CARGAS Y REACCIONES	C-190
C-15.4 MOMENTOS FLECTORES EN LAS ZAPATAS Y CABEZALES	C-191
C-15.5 FUERZAS CORTANTES EN LAS ZAPATAS Y CABEZALES	C-191
C-15.8 TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS EN LAS BASES DE LAS COLUMNAS, MUROS ESTRUCTURALES, O PEDESTALES	C-192
C-15.10 ZAPATAS Y CABEZALES COMBINADOS Y PLACAS DE FUNDACION	C-193

CAPITULO C-16 MIEMBROS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDOS A FLEXION

C-16.1 ALCANCE	C-197
C-16.2 GENERALIDADES	C-197
C-16.3 APUNTALAMIENTOS	C-197
C-16.5 RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL	C-197
C-16.6 ARMADURAS PARA RESISTIR CORTE HORIZONTAL	C-198

PARTE 6 CONSIDERACIONES ESPECIALES

CAPITULO C-17 EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS

C-17.1 EVALUACION DE LA RESISTENCIA - GENERALIDADES	C-199
C-17.2 ESTUDIOS ANALITICOS	C-199
C-17.3 REQUISITOS GENERALES PARA LAS PRUEBAS DE CARGA	C-200
C-17.4 PRUEBAS DE CARGA DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION	C-200
C-17.5 MIEMBROS QUE NO SEAN VIGAS, LOSAS NI PLACAS	C-200
C-17.6 DISPOSICIONES PARA REDUCIR EL NIVEL DE CARGA	C-200

CAPITULO C-18 PRESCRIPCIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES ANTISISMICAS

C-18.1 GENERALIDADES	C-202
C-18.1.1 Validez y Alcance	C-202
C-18.1.2 Análisis y Diseño	C-203
C-18.1.3 Materiales	C-205
C-18.2 MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION	C-205
C-18.2.1 Alcance	C-205
C-18.2.2 Armadura Longitudinal	C-206
C-18.2.3 Armadura Transversal	C-208
C-18.3 MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION Y CARGA AXIAL	C-209

C-18.3.1 Alcance	C-209
C-18.3.2 Mínima Resistencia a Flexión de las Columnas	C-209
C-18.3.3 Armadura Longitudinal	C-210
C-18.3.4 Armadura Transversal	C-211
C-18.3.5 Miembros de Pórticos Diagonalizados	C-213
C-18.4 JUNTAS VIGA-COLUMNA	C-214
C-18.4.1 Generalidades	C-214
C-18.4.2 Armadura Transversal de Confinamiento	C-214
C-18.4.3 Verificación por Fuerza Cortante	C-214
C-18.4.4 Longitudes de Anclaje de Barras en Tracción	C-216
C-18.5 MUROS ESTRUCTURALES	C-217
C-18.5.1 Validez y Alcance	C-217
C-18.5.2 Armaduras	C-217
C-18.5.3 Miembros de Borde	C-217
C-18.5.4 Fuerza Cortante	C-218
C-18.5.5 Dinteles	C-218
C-18.6 DIAFRAGMAS Y CERCHAS	C-219
C-18.6.1 Alcance	C-219
C-18.6.3 Armaduras	C-219
C-18.6.4 Miembros de Borde en Diafragmas	C-220
C-18.7 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS	C-220
C-18.8 REQUERIMIENTOS PARA EL NIVEL DE DISEÑO 2	C-221
C-18.8.1 Generalidades	C-221
C-18.8.2 Elementos Sometidos a Flexión	C-221
C-18.8.3 Elementos Sometidos a Flexión y Carga Axial	C-221
C-18.8.4 Losas	C-222
C-18.8.5 Fuerza Cortante de Diseño	C-222

PARTE 1 GENERALIDADES

CAPITULO C-1 REQUISITOS GENERALES

C-1.1 VALIDEZ Y ALCANCE

Las Normas de "Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño", que en adelante se designan como las Normas, proporcionan los requisitos mínimos para cualquier diseño o construcción de concreto armado, con las excepciones que se citan en la Sección 1.1.4.

Estas Normas privarán, en caso de conflicto, sobre las otras normas o documentos que las complementan.

C-1.1.3 Algunas estructuras especiales involucran problemas particulares de diseño y construcción, que no están comprendidos en las Normas. Sin embargo muchas de sus disposiciones, como las que se refieren a la calidad del concreto y los principios de diseño, son aplicables para estas estructuras.

Los criterios técnicos específicos a usar para estas estructuras especiales serán determinados por la Autoridad Competente en cada caso particular.

Información adicional sobre estas estructuras especiales se pueden encontrar en las Referencias 1.1. a 1.6.

C-1.1.4 El diseño y la construcción de fundaciones de pilotes se rige por la Norma para el Cálculo de Edificios, M.O.P. 1955, Parte sexta. Para las partes de los pilotes que esten al aire, en el agua o en un suelo que no es capaz de proporcionar un soporte lateral adecuado para prevenir el pandeo, rigen las disposiciones de estas Normas donde sean aplicables.

C-1.1.6 Estas Normas están basadas en el Código ACI 318-83 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)" del Instituto Americano del Concreto, con las modificaciones que se consideraron pertinentes para adaptarlo a nuestro medio.

C-1.1.7 Se mantiene como sistema de unidades el Sistema MKS, por tradición, en lugar del Sistema Internacional SI, Metro-Kilogramo masa-Segundo.

C-1.2 CÁLCULOS Y PLANOS ESTRUCTURALES

C-1.2.1 En las Normas se citan algunos de los más importantes detalles e informaciones que deben incluirse en los planos, detalles o especificaciones del proyecto. Ello no significa que la lista sea completa y otros detalles e informaciones pueden ser requeridos por la Autoridad Competente.

C-1.2.2 Las Normas admiten el procesamiento electrónico de datos como medio para realizar el análisis y diseño estructural, en lugar de cálculos manuales. En tal

caso, se requiere un listado básico de entrada y salida y cualquier otra información que fuese necesaria para permitir una revisión detallada, y para hacer comparaciones aplicando algún otro programa o por medio de cálculos manuales. Se recomienda la presentación de la siguiente documentación mínima de acuerdo a lo propuesto por el Comité 118 del ACI (Ref. 1.7):

1. Nombre del proyecto y firma del Ingeniero Responsable.
2. Una sinopsis de los programas, detallando brevemente la información de entrada que se requiere, el método de cálculo, las hipótesis que se usan, el análisis de segundo orden que se incorpora, las normas que se aplican, los casos considerados, la información de salida que se genera, experiencias previas y el autor de los programas. Pueden usarse macrodiagramas lógicos para suplementar la descripción del procedimiento de cálculo.
3. Identificación por número, índices y referencias recíprocas de todas las hojas de cálculo, incluso las hojas complementarias de cálculos manuales.
4. Croquis de cada miembro o estructura que se considere, perfectamente identificados y acotados.
5. Identificación clara, e impresión, de todos los valores de entrada y salida, incluso los valores intermedios si los mismos fuesen necesarios para una revisión ordenada.
6. Identificación de la unidad procesadora, medios de entrada y salida, requisitos de memoria etc., si tal información complementaria fuese significativa y necesaria para la evaluación de los cálculos.

Las Normas permiten el análisis por medio de modelos como una forma de suplementar los métodos analíticos de cálculo estructural. La documentación del análisis de modelos debe proporcionarse junto con los cálculos correspondientes. El análisis por medio de modelos puede resultar un método eficaz para predecir el comportamiento de estructurales reales, cuando es aplicado por ingenieros que tienen experiencia en esta técnica.

C-1.3 INSPECCIÓN

La calidad de las estructuras de concreto armado depende, en gran parte, de la pericia de la mano de obra. Las óptimas prácticas de diseño y los mejores materiales no serán efectivos si la construcción no se realiza correctamente. La inspección tiene por objeto asegurar un trabajo satisfactorio, de acuerdo a los planos y las especificaciones. El buen comportamiento de la estructura depende de su construcción, en cuanto a que ésta se ajuste exactamente a su diseño y satisfaga los requisitos de estas Normas, con las tolerancias que en ellas se establecen.

La responsabilidad por la inspección es del Profesional designado a ese efecto por la Autoridad Competente y su actuación se ajustará a las disposiciones vigentes.

Por "inspección" las Normas no implican que el inspector debe supervisar la construcción. Más bien se entiende que la persona encargada de la inspección debe visitar la obra con la frecuencia necesaria para observar las distintas etapas del trabajo y verificar que el mismo se realiza de conformidad con los documentos contractuales y los requisitos de las Normas. La frecuencia debe ser suficiente para proporcionar un conocimiento general de cada operación, ya sea que esto signifique varias visitas por día o una en varios días.

La inspección no releva de ninguna manera al contratista de su obligación de seguir los planos y especificaciones y de proveer los materiales y la mano de obra de la calidad y cantidades adecuadas para todas las etapas de la obra.

C-1.4 APROBACION DE SISTEMAS DE DISEÑO O DE CONSTRUCCION NO TRADICIONALES

Los nuevos métodos de diseño, los nuevos materiales y los nuevos usos de materiales, necesitan de un período de desarrollo y de prueba antes de que puedan ser cubiertos por estas Normas. Si no existiera un camino para su aceptación se excluiría del uso a buenos sistemas y componentes. Este Artículo permite y obliga a los proponentes, a someter a la Autoridad Competente los datos que justifiquen la idoneidad de sus sistemas o componentes.

Para los sistemas especiales considerados bajo este Artículo la Autoridad Competente establecerá los ensayos específicos, factores de mayoración de cargas, deflexiones límites, y otros requisitos pertinentes.

Las disposiciones de este Artículo no se aplican a ensayos de modelos que se usen para complementar los cálculos, según la Sección 1.2.2, o para evaluaciones de resistencia de estructuras existentes, según el Capítulo 17.

C-1.5 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EDIFICACIONES ANTISISMICAS

Las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, vigentes (Ref. 1.8) aceptan en forma explícita que la estructura en general y sus elementos resistentes en particular, pueden tener incursiones importantes en el dominio inelástico bajo la acción de movimientos sísmicos severos. Por este motivo, tanto en el diseño de miembros como en la evaluación de la seguridad global de la estructura, se deben seguir criterios congruentes con el nivel de respuesta supuesto, tal como se prescribe en el Capítulo 18.

REFERENCIAS

- 1.1 ACI Committee 307, "Specification for the Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-79)" (ANSI/ACI 307-79), American Concrete Institute, Detroit, 1979, 23 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.
- 1.2 ACI Committee 313, "Recommended Practice for Design and Construction of Concrete Bins, Silos, and Bunkers for Storing Granular Materials (ACI 313-77)", (ANSI/ACI 313-77), American Concrete Institute, Detroit, 1977, 20 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.
- 1.3 ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Plain Concrete (ACI 318.1-83)", American Concrete Institute, Detroit, 1983, 7 págs.
- 1.4 ACI Committee 350, "Concrete Sanitary Engineering Structures", (ACI 350 R-77), American Concrete Institute, Detroit, 1977, 19 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.
- 1.5 ACI Committee 543, "Recommendations for Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles", (ACI 543 R-74, ratificada en 1980), ACI Journal, Proceedings, V. 71, N° 10, octubre 1974, págs. 477-492. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4, American Concrete Institute, Detroit.
- 1.6 ACI Committee 336, "Suggested Design and Construction Procedures for Pier Foundations", (ACI 336.3 R-72, ratificada en 1980), ACI Journal, Proceedings, V. 69, N° 8, agosto 1972, págs. 461-480. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4, American Concrete Institute, Detroit.
- 1.7 ACI Committee 118, "Recommended Documentation for Computer Calculation Submittals to Buildings Officials", ACI Journal, Proceedings, V. 70, N° 3, marzo 1973, págs. 177-178.
- 1.8 Comisión Venezolana de Normas Industriales. "Edificaciones Antisísmicas" COVENIN 1756-80 82, 1982, 190 págs.

CAPITULO C-2 DEFINICIONES

Para una aplicación consistente de las Normas se hace necesario definir los términos, cuando los mismos tengan un significado especial en las mismas. Las definiciones que se dan son solamente para su uso en la aplicación de estas Normas y no siempre corresponden a su aceptación ordinaria. Un glosario en inglés de los términos más usuales concernientes a la tecnología del cemento y del concreto se encuentra en la Referencia 2.1.

La diferencia entre armadura estriada y armadura lisa de acuerdo a la aceptación de estas Normas está definida en el Artículo 3.5.

Por definición de las Normas, "concreto liviano con arena" es el concreto estructural liviano con la totalidad de agregado fino reemplazado por arena. Esta definición podría no concordar con el uso dado por algunos proveedores del material o contratistas, para el caso en que la mayoría, pero no la totalidad de los agregados finos livianos es reemplazada por arena.

Puesto que estas Normas contienen requisitos que deben ser satisfechos para varios límites de utilidad estructural, se da un cierto número de definiciones para cargas (acciones). Los términos "carga permante o carga muerta" y "carga viva o variable" se refieren a cargas sin mayoración (cargas en condiciones de servicio), especificadas por las Normas de "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones", COVENIN-MINDUR 2002 vigentes.

Las cargas de servicio (cargas sin mayoración) se usarán cuando se especifiquen en estas Normas, para proporcionar o investigar el comportamiento adecuado de los elementos en servicio, como por ejemplo en el Artículo 9.5, Control de las Flechas.

En estas Normas se usa una terminología del "diseño a la rotura" que difiere en algunos aspectos con la de otras. Al proporcionar los elementos en relación a su resistencia, por el método de "diseño a la rotura" se usan las "cargas mayoradas", que son las cargas de servicio multiplicadas por los factores de mayoración adecuados, y que se especifican en el Artículo 9.2, al definir la resistencia requerida. No se emplea en estas Normas el término "Cargas de Diseño", que es usado en otras para designar a las cargas mayoradas; se evita así confusiones con la terminología de "carga de diseño" usada en otras Normas COVENIN-MINDUR.

Las resistencias requeridas a carga axial, momento flector o corte son respectivamente las cargas axiales mayoradas, los momentos mayorados o los cortes mayorados.

En estas Normas el subíndice u se usa solamente para designar las resistencias requeridas:

P_u - Resistencia axial requerida

M_u - Resistencia requerida a la flexión

V_u - Resistencia requerida al corte

El subíndice n se usa para designar las resistencias nominales: resistencia nominal a carga axial (P_n), resistencia nominal al momento flector (M_n) y resistencia nominal al corte (V_n).

"Resistencia de Diseño" o resistencia aprovechable de un elemento o sección es la resistencia nominal reducida por el factor de minoración de resistencia ϕ . Por lo tanto los requisitos básicos para el diseño a la rotura pueden expresarse como sigue:

Resistencia requerida $\leq$ Resistencia de diseño

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

En el Capítulo C-9 se amplían los conceptos y la nomenclatura del diseño a la rotura.

El término "elemento comprimido" se usa en las Normas para definir cualquier elemento en el cual el esfuerzo primario es compresión longitudinal. Tal elemento no necesita estar en posición vertical, sino que puede tener cualquier orientación en el espacio. Los muros portantes, columnas y pedestales se consideran como elementos comprimidos, según esta definición. La diferencia en las Normas entre columnas y muros estructurales se basa más bien en el uso o función que cumple el elemento que en una relación arbitraria de altura y dimensiones de la sección transversal.

El término "muro estructural" se refiere al elemento que encierra o separa espacios y que también puede usarse para resistir cargas horizontales y verticales.

Una columna se usa normalmente como un elemento vertical principal que soporta cargas axiales combinadas con momentos y cortes. Sin embargo, la columna puede formar parte de un elemento de cierre o separación.

No se emplea en estas Normas el término "resistencia característica" que se usó en las "Normas para el Cálculo de Estructuras de Concreto Armado para Edificios - Teoría Clásica" MOP 1967. Las resistencias de los materiales, ya sea concreto o acero, se designan con la nomenclatura y definiciones propias de estas Normas.

El término "cedencia" se refiere al fenómeno que en algunos textos se denomina "fluencia" y se reserva esta última designación exclusivamente a los fenómenos reológicos.

Se emplea el término "esfuerzo" al referirse a las fuerzas internas por unidad de superficie, ya sean de tracción, compresión o corte.

No se emplea en estas Normas el término "tensión" que se puede prestar a confusiones y se utiliza el término "tracción" para designar el estado de esfuerzos normales opuestos a compresión.

REFERENCIAS

- 2.1 ACI Committee 116, "Cement and Concrete Terminology", SP-19(78)/ACI 116R-78, American Concrete Institute, Detroit, 1978, 50 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Partes 1 y 2.
- 2.2 García Mesequer, A. y otros, "Léxico de la Construcción", Instituto Eduardo Torroja, Madrid, 1963.
- 2.3 Arcia Casañas, Jesús, "Vocabulario para Edificios", Tip. Americana, Caracas, 1949.
- 2.4 Martín, Ignacio, ed., "Concrete Terminology in Spanish Speaking Countries", Journal ACI N° 75 - 64, noviembre 1978, págs. 619-625.

PARTE 2 ESPECIFICACIONES PARA ENSAYOS Y MATERIALES

CAPITULO C-3 MATERIALES

C-3.2 CEMENTOS

Dependiendo de las circunstancias la disposición de la Sección 3.2.2 pue de referirse a un mismo tipo de cemento o a un cemento de la misma fuente. Este último sería el caso si la desviación estándar (Ref. 3.1) de los ensayos de resistencia usados en establecer el requerido sobrediseño, se basó sobre un particular tipo de cemento, proveniente de una determinada fuente. Si se ha determinado la desviación estándar de ensayos para cementos del mismo tipo, provenientes de diferentes fuentes, corresponde la primera interpretación.

C-3.3 AGREGADOS

C-3.3.2 No siempre se pueden obtener económicamente los agregados que se ajustan a las especificaciones COVENIN u otras reconocidas, y en algunas circunstancias, los materiales que no cumplen con las especificaciones, tienen una larga historia de comportamiento satisfactorio. Tales materiales son permitidos con una aprobación especial cuando existe una aceptable evidencia de su buen comportamiento. Sin embargo, debe observarse que un buen comportamiento en el pasado no garantiza un comportamiento satisfactorio bajo otras condiciones y en otras localidades.

En lo posible deben emplearse agregados que se ajusten a las especificaciones COVENIN u otras reconocidas.

C-3.3.3 Las limitaciones en el tamaño de los agregados se establecen a fin de asegurar el recubrimiento adecuado de las barras de refuerzo y para reducir al mínimo las cangrejas.

C-3.4 AGUA

C-3.4.1 Las impurezas contenidas en el agua de mezclado, cuando son excesivas, pueden afectar no solamente el tiempo de fraguado, la resistencia del concreto y la estabilidad volumétrica (cambios de longitud), sino que también pueden ser la causa de eflorescencias o de la corrosión del refuerzo. Deberá evitarse en lo posible el agua con altas concentraciones de sólidos disueltos.

Las sales y otras sustancias nocivas aportadas por agregados o aditivos se suman con las que pudieran estar contenidas en el agua de mezclado. Las cantidades adicionales de esas sustancias, deben considerarse al evaluar la aceptabilidad del total de impurezas, que puede ser nociva al concreto o al acero.

C-3.4.3 Casi cualquier agua natural que sea potable y no tiene gusto u olor pronunciados, es satisfactoria como agua de mezclado para preparar concreto. Se

puede usar para el concreto agua de mezclado cuyo comportamiento no se conoce si cubos de mortero hechos con el agua sospechosa tienen a los 7 y 28 días, resistencia igual a por lo menos 90 por ciento de la de probetas gemelas hechas con agua potable. La Norma COVENIN 384 prescribe los métodos para preparar y ensayar los cubos de mortero. Normalmente tales ensayos serán necesarios sólo cuando no exista adecuada o satisfactoria experiencia con el agua en consideración.

C-3.5 ACERO DE REFUERZO

C-3.5.1 Se especifican los materiales que se permiten usar como refuerzo. Otros elementos metálicos tales como inserciones, pernos de anclaje o barras lisas para pasadores en juntas de expansión o retracción no son considerados normalmente como refuerzo en las prescripciones de estas Normas.

C-3.5.2 La soldadura de las barras de refuerzo no se debe ejecutar en forma indiscriminada, sin atención a la soldabilidad del acero y a los procedimientos adecuados de soldadura. Cuando se requiera soldadura, las especificaciones de la obra deberán cubrir estos aspectos. La consideración importante es que el proceso especificado sea compatible con la soldabilidad del acero. La Norma AWS D1.4 da recomendaciones autorizadas sobre este aspecto, incluyendo temperaturas de precalentamiento y entrepasadas, y tipos de electrodos para varios rangos de contenidos de carbono y manganeso. Si se desea restringir la composición química del acero a unos límites dados para permitir un procedimiento particular, se deberán suplementar las especificaciones de ASTM para barras de acero de refuerzo a fin de considerar estas restricciones.

La Norma AWS D1.4 da procedimientos de soldadura recomendables incluyendo temperaturas de precalentamiento y de entrepasadas, basadas en el carbono equivalente calculado en base a la composición química suministrada por los fabricantes. El ingeniero debe tener en cuenta que el análisis químico completo requerido para calcular el carbono equivalente, no es provisto normalmente por los fabricantes de las barras de refuerzo y las especificaciones del concreto deben requerir este análisis adicionalmente a los requisitos de las Normas para todas las barras de refuerzo.

La Norma AWS D1.4 también da los requisitos para el metal de aporte.

Debe entenderse que la Tabla 5.2 de AWS D1.4 solamente da las temperaturas mínimas de precalentamiento y de entrepasadas para distintos rangos de carbono equivalentes y diámetros de las barras de refuerzo.

Debe notarse que barras con un carbono equivalente por encima de 0.75 (o para barras con composición química no identificada) la soldadura de arco es tá limitada a barras N° 9 y menores. Donde se requiera soldadura de diámetros

mayores, el Ingeniero Responsable prohibirá soldaduras de arco para los diámetros mayores o asegurará la soldabilidad requiriendo que el carbono equivalente esté limitado a un máximo de 0.75 (o especificará la Norma ASTM A 706 para todas las barras que deben soldarse).

Para restringir la composición química del acero a ciertos límites a fin de seguir un proceso determinado, las especificaciones de COVENIN deben suplementarse para cubrir requisitos especiales y esto debe ser señalado en las especificaciones del contrato. Debe notarse que la Norma ASTM A 706 fue desarrollada especialmente para aceros soldables, y que tienen una composición química restringida conjuntamente con el máximo carbono equivalente, lo que elimina la necesidad de requisitos suplementarios.

Frecuentemente es necesario soldar con una armadura existente sin que se tenga información suministrada por el fabricante. Esto es particularmente común en modificaciones. La Norma AWS D1.4 requiere que para tales armaduras se realice un análisis químico o que se suponga un carbono equivalente por "encima de 0.75" (el cual requiere un precalentamiento a 315°C). El procedimiento para soldar este tipo de refuerzo debe ser como se especifica en la Norma AWS D1.4. El ingeniero debe también determinar si son necesarias otras precauciones, basándose en consideraciones, tales como nivel de esfuerzos en las armaduras, consecuencias de una falla, y daño por calor al concreto existente debido a las operaciones de soldado.

C-3.5.3 Armadura Estriada

C-3.5.3.2 Las Normas COVENIN no contienen exigencias de doblado para barras N° 14 y N° 18. Por ello se hace necesario cubrir este aspecto en las Normas.

C-3.5.4 Armadura Lisa

Las barras y alambres lisos se permiten sólo para refuerzo helicoidal (ya sea como refuerzo transversal de elementos comprimidos, para elementos sometidos a torsión o para el ligado del refuerzo en empalmes).

C-3.6 ADITIVOS

C-3.6.3 Los aditivos que contengan cualquier cloruro, salvo el que pueda ser aportado por las impurezas que contenga el aditivo, no deben usarse en concreto que tenga elementos de aluminio embutidos. Las concentraciones del ion cloruro pueden producir la corrosión de los elementos de aluminio embutidos (por ejemplo, ductos), especialmente si el aluminio está en contacto con acero embutido en el concreto o el concreto está en un ambiente húmedo. La corrosión es severa en las láminas de metal galvanizado, y en moldes no removibles de metal galvanizado, especialmente en ambientes húmedos, o cuando el secado está inhibido por el espesor del concreto, revestimientos o cubiertas impermeables. Para los

límites de las concentraciones del ion cloruro en el concreto, véase la Sección 4.5.4.

C-3.8 Las especificaciones enumeradas corresponden a las últimas ediciones en el momento de preparación de estas Normas.

Dado que estas especificaciones son frecuentemente modificadas, generalmente sólo en detalles menores, el usuario de las Normas debe verificar con las correspondientes Instituciones, si desea referirse a la última edición. (Ref. 3.2).

REFERENCIAS

- 3.1 ACI Committee 214, "Recommended Practice for Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete (ACI 214-77)" (ANSI/ACI 214-77), American Concrete Institute, Detroit, 1977, 14 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Partes 1 y 2.
- 3.2 Marín, J.; Carvajal, O. y Garwacki, A. "Normas Venezolanas para la Industria de la Construcción y sus Referencias Recíprocas". Boletín Técnico del IMME, N° 65, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, julio-diciembre 1979, págs. 57-97.

PARTE 3 REQUISITOS CONSTRUCTIVOS

CAPITULO C-4 CALIDAD DEL CONCRETO

Los requisitos para dosificar las mezclas de concreto y los criterios para la aceptación pretenden fundamentalmente, darle una mayor confiabilidad a la estructura. El Capítulo 4 describe los métodos con los cuales puede obtenerse un concreto de la calidad adecuada y propone los procedimientos para verificar su calidad durante y después de su vaciado.

El propósito del Artículo 4.3 es establecer las proporciones requeridas de la mezcla y no constituye una base para confirmar la aceptabilidad de la resistencía del concreto, la cual se realiza de acuerdo al Artículo 4.7.

C-4.1 GENERALIDADES

C-4.1.1 Se presentan las premisas básicas que rigen la definición y evaluación de la resistencia del concreto f'_c . Se enfatiza que la resistencia promedio del concreto f'_{cr} , debe exceder siempre el valor especificado de f'_c , utilizado en los cálculos estructurales. Esto se fundamenta en conceptos probabilísticos y el objetivo es asegurar una resistencia adecuada de la estructura.

C-4.1.5 Requieren modificaciones en los criterios de diseño para el uso de concreto con agregado liviano la Subsección 9.5.2.3 (módulo de rotura), la Sección 11.2.1 (resistencia del concreto en corte y torsión) y la Subsección 12.2.3(c) (longitud de desarrollo). Se establecen dos métodos alternativos para definir estas modificaciones. Uno de ellos se basa en ensayos de laboratorio para determinar la relación entre la resistencia indirecta f_{ct} (obtenida por compresión diametral de cilindros) y la resistencia a la compresión f'_c que se especifica para el concreto de agregado liviano. Se trata de obtener con anticipación al diseño los valores apropiados de f_{ct} para un agregado liviano de un origen dado.

C-4.1.6 Los ensayos de resistencia a la tracción indirecta del concreto (tal como se requieren en la Sección 4.1.5) no son aptos para el control o para determinar la aceptabilidad de la resistencia del concreto en obra. Un control indirecto se mantendrá por medio de los ensayos normales de resistencia a la compresión que se establecen en el Artículo 4.7 (Evaluación y Aceptación del Concreto).

C-4.2 SELECCION DE LAS PROPORCIONES DE LA MEZCLA DE CONCRETO

En las Referencias 4.1 y 4.2 se dan recomendaciones detalladas para seleccionar y ajustar la dosificación de mezclas de concreto de peso normal.

Para concretos de agregados livianos se pueden aplicar las recomendaciones contenidas en la Referencia 4.3. En cualquier caso la dosificación de mezclas de concreto satisfará las prescripciones del Artículo 4.3.

C-4.2.1 La relación agua/cemento seleccionada debe ser lo suficientemente baja, o la resistencia a la compresión lo suficientemente alta (en el caso de concreto liviano) para satisfacer tanto los criterios de resistencia (Artículos 4.3 o 4.4) como los requisitos especiales de durabilidad (Artículo 4.5). Las Normas no incluyen requisitos sobre condiciones ambientales especialmente severas como exposición a los ácidos o a las altas temperaturas, ni sobre condiciones estéticas, tales como los acabados de superficies. Estos conceptos que están fuera del alcance de las Normas deben estar cubiertos en los documentos del contrato. Los materiales y las dosificaciones del concreto deben seleccionarse de manera que puedan cumplir con los requisitos mínimos establecidos en las Normas y Especificaciones.

C-4.2.3 Para establecer la dosificación del concreto se hace hincapié en la experiencia o en el empleo de ensayos de tanteo (Artículo 4.3) como base para seleccionar la relación agua/cemento requerida.

Cuando no existe experiencia previa y no se dispone de datos de ensayos de tanteo en el laboratorio, se permite la estimación de la relación agua/cemento en la forma prescrita en el Artículo 4.4.

C-4.3 DOSIFICACIÓN EN BASE A LA EXPERIENCIA EN OBRA Y/O MEZCLAS DE TANTEO

En la selección de toda mezcla de concreto hay tres pasos básicos: el primero es la determinación de la desviación estándar, el segundo la determinación de la resistencia promedio requerida y el tercer paso es la selección de las proporciones de la mezcla necesaria para producir esa resistencia promedio, ya sea por los ensayos de tanteo convencionales o en base a un registro apropiado de ensayos en experiencias anteriores. La Figura C-4.3 es un diagrama de flujo que describe el procedimiento para la selección y justificación de la dosificación del concreto. La mezcla elegida debe producir una resistencia promedio apreciablemente más alta que la resistencia de diseño f'_c . El grado de sobre-diseño requerido depende de la dispersión de los resultados de ensayos.

C-4.3.1 Desviación Estándar

Cuando la planta o instalación de producción del concreto tiene un registro adecuado de por lo menos 30 ensayos consecutivos, para materiales y condiciones similares a las que se esperan, la desviación estándar se calcula a partir de estos resultados de ensayos, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{(n - 1)}} \quad (A)$$

donde:

$\bar{s}$ = Desviación estándar kgf/cm².

x_i = Ensayos de resistencia individuales tal como se definen en la Sección 4.1.3 de las Normas.

$\bar{x}$ = Promedio de resultados de ensayos de resistencia.

n = Número de ensayos de resistencia consecutivos.

La desviación estándar se usa para determinar la resistencia promedio requerida en la Subsección 4.3.2.1.

Si se usan dos registros de ensayos para obtener por lo menos 30 ensayos, la desviación estándar será el promedio estadístico de los valores calculados en base a cada registro de ensayos de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{(n_1 - 1) (s_1)^2 + (n_2 - 1) (s_2)^2}{(n_1 + n_2 - 2)}} \quad (B)$$

donde:

$\bar{s}$ = Promedio estadístico de la desviación estándar cuando se usan dos registros de ensayos.

s_1, s_2 = Desviaciones estándar calculadas de los dos registros de ensayos, 1 y 2 respectivamente.

n_1, n_2 = Número de ensayos en cada registro, respectivamente.

Si se dispone de menos de 30 pero más de 14 ensayos, la desviación estándar calculada se incrementará por el factor dado en la Tabla 4.3.1.2.

Este procedimiento resulta en una resistencia promedio requerida más conservadora. Los factores de la Tabla 4.3.1.2 se basan en la distribución muestral o aproximada de la desviación estándar, y dan una protección equivalente a la del registro de 30 ensayos, contra la posibilidad de que el número menor de muestras subestime la desviación estándar poblacional o verdadera.

La desviación estándar utilizada en el cálculo de la resistencia promedio requerida debe haber sido obtenida bajo "condiciones semejantes a las esperadas" (Subsección 4.3.1.1(a)). Este requisito es sumamente importante para asegurar un concreto aceptable. El concreto empleado en los ensayos para determinar la desviación estándar, se considera "similar" al requerido, si se hace con los

mismos tipos de materiales, sin que las condiciones de control de calidad de los materiales y métodos de producción sean más exigentes que las que existirán en la obra a construir. Además la resistencia f'_c usada para determinar la desviación estándar, no podrá desviarse en más de 70 kgf/cm^2 de la f'_c requerida en la obra a construir (Subsección 4.3.1.1(b)). Un cambio en el tipo de concreto o un aumento mayor de 70 kgf/cm^2 en el nivel de resistencia puede incrementar la desviación estándar. Esto podría ocurrir con un cambio en el tipo de agregado, por ejemplo de agregado natural a agregado liviano o viceversa, o un cambio de concreto sin aire incorporado a concreto con aire incorporado. También puede haber un incremento en la desviación estándar cuando el nivel de resistencia promedio se aumenta en una cantidad significativa. En caso de duda, la desviación estándar estimada que se utilice para calcular la resistencia promedio debe ser alta para estar del lado de la seguridad.

Nótese que las Normas usan la desviación estándar en kilogramos por centímetros cuadrados en lugar del coeficiente de variación en por ciento. Este último es igual al valor anterior expresado como un porcentaje de la resistencia promedio.

Cuando no se dispone de un registro adecuado de resultados de ensayos, la resistencia promedio debe exceder la resistencia especificada para el diseño en una cantidad que varía de 70 a 100 kgf/cm^2 dependiendo del valor de esta última. Véase la Tabla 4.3.2.2.

Aun cuando la resistencia promedio y la desviación estándar tengan los niveles supuestos, habrá ensayos ocasionales que no satisfagan los criterios de aceptación prescritos en la Subsección 4.7.2.3 (del orden de 1 ensayo en 100).

C-4.3.2 Resistencia Promedio Requerida

Una vez que se haya determinado la desviación estándar, la resistencia promedio requerida se obtiene del valor más grande entre los calculados por las Fórmulas (4-1) y (4-2). La Fórmula (4-1) implica que habrá una probabilidad de 1 en 100 para que los promedios de tres ensayos consecutivos estén por debajo de la resistencia especificada f'_c . La Fórmula (4-2) tiene una probabilidad similar para que un ensayo individual de resistencia este por debajo de la resistencia especificada f'_c en más de 35 kgf/cm^2 . Estas fórmulas suponen que la desviación estándar usada es igual al valor de la población que corresponde a un gran número de ensayos.

Por esta razón, es deseable el uso de una desviación estándar basada en registros de 100 o más ensayos. Cuando se dispone de 30 ensayos, la probabilidad de error será posiblemente un poco mayor de 1 en 100. Debido a la incertidumbre inherente a la suposición de similitud de las condiciones operativas,

para cuando se acumuló el registro de ensayos y de las correspondientes a la producción del concreto para la obra a construir, no se considera necesario el refinamiento adicional que se requiere para alcanzar la probabilidad de 1 en 100.

Adicionalmente, se considera que el requisito de incrementar la resistencia promedio, cuando no se satisfaga alguno de los criterios de aceptación del Artículo 4.7, proveerá una protección suplementaria significativa contra resultados bajos en ensayos subsiguientes.

C-4.3.3 Procedimiento para Justificar la Dosificación

Una vez que se conoce la resistencia promedio requerida f'_{cr} , el paso siguiente es seleccionar la dosificación de la mezcla que producirá una resistencia promedio por lo menos igual a la resistencia promedio requerida y que además satisfaga los requisitos del Artículo 4.5 para exposición a condiciones especiales. El procedimiento para justificar la dosificación puede basarse en uno a varios registros de ensayos de resistencia, o en adecuadas mezclas de tanteo. Cuando se usa un registro de ensayos, generalmente éste será el mismo que el utilizado para la determinación de la desviación estándar. Sin embargo, si de este registro se obtiene una resistencia promedio menor o mayor que la resistencia promedio requerida, puede ser necesaria o deseable una dosificación diferente. En tales circunstancias la dosificación puede determinarse a partir del promedio de un registro de solo 10 ensayos consecutivos, o por interpolación entre las resistencias y las proporciones de las mezclas, de dos de tales registros de ensayos consecutivos. Todos los registros de ensayos para determinar la dosificación, deben satisfacer los requisitos de la Subsección 4.3.3.1 para "materiales y condiciones similares".

Los requisitos para asentamiento y contenido de aire de la Subsección 4.3.3.2(c), solo son aplicables a las mezclas de tanteo y no a los registros de ensayos de trabajos anteriores, ni a la producción posterior del concreto de la obra a construir.

Los resultados de los ensayos de las mezclas de tanteo se representarán en curvas del tipo indicado en la Figura C-4.3 según se establece en la Subsección 4.3.3.2(e). De estas curvas se obtendrá la máxima relación agua/cemento o el mínimo contenido de cemento de acuerdo a la Subsección 4.3.3.2(f).

C-4.4 DOSIFICACIÓN POR MEDIO DE LA RELACION AGUA/CEMENTO

C-4.4.1 Cuando no existen datos de experiencia previa o de ensayos de tanteo, la relación agua/cemento de la Tabla 4.4 puede ser usada para la dosificación, pero solamente con un permiso especial. Se requiere un permiso especial por el hecho de que las combinaciones diferentes de los agregados producen concretos que varían considerablemente en el nivel de resistencia obtenido con una relación

agua/cemento dada. Por consiguiente, una simple tabla que vincula la resistencia del concreto con la relación agua/cemento debe ser, por necesidad, muy conservadora. Por razones de economía, solamente debería aplicarse el método aproximado en estructuras relativamente pequeñas y poco importantes, donde no se justifica el costo adicional de ensayos de tanteo.

Además, para concretos de resistencias mayores de 300 kgf/cm^2 sin aire incorporado y 250 kgf/cm^2 con aire incorporado, la dosificación debe hacerse en base a la experiencia en obra o por ensayos de tanteo (Artículo 4.3).

C-4.4.2 Se considera que la Tabla 4.4 es aplicable para todos los tipos de cemento enumerados, por ser sus valores conservadores para los límites de la relación agua/cemento y por el hecho que la dosificación por este método sería permitida solamente bajo circunstancias especiales, cuando no se dispone de experiencia en obra ni de ensayos de tanteo. Las siguientes recomendaciones se dan como guía para ayudar en el uso de cemento Tipo V y Cemento Portland-Escoria:

- a. Generalmente las resistencias del cemento exceden los requisitos mínimos fijados por las Normas en valores significativos y los mínimos especificados varían de un tipo de cemento a otro.

Se puede obtener una información valiosa sobre el cemento Tipo V o cemento Portland-Escoria comparando los niveles de resistencia obtenidos en los ensayos de las fábricas para el cemento que se propone usar con los niveles mínimos especificados para Tipos I y II.

- b. Cuando se propone usar cementos incorporadores de aire, se aplican los valores más bajos para las relaciones agua/cemento, de la Tabla 4.4.
- c. Cuando se use cementos Tipo V o cementos moderadamente resistentes a sulfatos se debe tener en cuenta, en la práctica constructiva, los efectos de un aumento lento en la resistencia.
- d. En las circunstancias especiales en que se permite la dosificación por la Tabla 4.4, está prohibido tanto el uso de agregados livianos como el de aditivos, a menos que fuesen los incorporadores de aire.

C-4.5 REQUISITOS PARA EXPOSICIÓN EN CONDICIONES ESPECIALES

Para proveer una adecuada durabilidad, impermeabilidad o resistencia a sulfatos, se requiere alcanzar los valores máximos especificados para la relación agua/cemento en el caso de concretos de peso normal, y una resistencia a la compresión mínima para el caso de concretos livianos (véase la Sección C-4.2.1). Para los concretos livianos se especifican los valores mínimos de la resistencia a la compresión, ya que la determinación de la absorción de los agregados livianos es problemática y el cálculo de la relación agua/cemento no tiene en tal caso sentido práctico. Para los concretos con agregados livianos una resistencia mínima implicará el uso de una pasta de cemento de alta calidad.

C-4.5.2 Los concretos expuestos a concentraciones perjudiciales de sulfatos, provenientes del suelo y del agua, deben ser hechos con cementos resistentes a sulfatos. La Tabla 4.5.2 enumera los tipos apropiados de cemento y las máximas relaciones agua/cemento (o las resistencias mínimas para los concretos de agregado liviano) para varias condiciones de exposición. Al seleccionar un cemento para la resistencia a sulfatos, la consideración principal es su contenido de C_3A (aluminata tricálcio). Para exposiciones moderadas el cemento Tipo II se limita a un máximo contenido de C_3A de 0.8 por ciento, según la Norma ASTM C150. El cemento Portland-Escoria con menos del 8 por ciento de C_3A también es apropiado para uso en exposiciones moderados de sulfatos.

Para exposiciones severas, se especifica el cemento Tipo V, con un máximo contenido de C_3A del 5 por ciento. En algunas zonas el contenido en C_3A de otros tipos de cemento disponibles, tales como el Tipo III o Tipo I, puede ser de menos del 5 por ciento y estos pueden usarse para exposiciones moderadas o severas a sulfatos. Nótese que el cemento resistente a sulfatos no incrementará la resistencia a algunas soluciones químicamente agresivas como por ejemplo nitrato de amonio. Las especificaciones del proyecto deberán cubrir todos los casos especiales.

La nota (2) de la Tabla 4.5.2 considera el agua de mar como "exposición moderada", aun cuando la misma contiene generalmente más de 1300 partes por millón de SO_4 .

Además, experiencias recientes indican que para exposiciones a agua de mar pueden usarse otros tipos de cemento, con un contenido de C_3A de hasta 10 por ciento, si adicionalmente la máxima relación agua/cemento se reduce a 0.40.

Los requisitos esenciales para asegurar la durabilidad del concreto expuesto a concentraciones de sulfatos, además de una apropiada selección del cemento, son: una baja relación agua/cemento (resistencia mínima para los concretos de agregado liviano), adecuada consolidación, uniformidad, apropiado recubrimiento y suficiente humedad de curado para desarrollar las propiedades potenciales del concreto.

C-4.5.4 Una información completa sobre los efectos de los cloruros en la corrosión de las armaduras puede encontrarse en la Referencia 4.7, recomendándose el uso de los procedimientos de ensayos y métodos allí expuestos. Una evaluación inicial del contenido total del ion cloruro, puede obtenerse por ensayo de los materiales individuales del concreto. Si el contenido total del ion cloruro, calculado en base a la dosificación del concreto, exceda los límites permitidos en la Sección 4.5.2, puede ser necesario el ensayo de muestras de concreto endurecido para determinar el contenido de ion cloruro soluble en agua, descrito en la

Referencia 4.7. Parte del total de iones cloruro presentes en los ingredientes será insoluble o reaccionará con el cemento durante la hidratación y se volverá insoluble bajo los procedimientos de ensayo descritos.

Cuando los concretos son ensayados para determinar el contenido del ion cloruro soluble, los ensayos deben realizarse a una edad de 28 a 42 días. Los límites de la Sección 4.5.2 se aplican a los cloruros provenientes de los materiales y no a aquellos del ambiente que rodea el concreto.

Los límites del ion cloruro de la Sección 4.5.2, aunque difieren de los recomendados por el Comité 201 del ACI, se basan en la mejor información disponible en el momento de su adopción.

Cuando se usan barras recubiertas con epoxy o zinc, los límites de la Sección 4.5.2 pueden ser más exigentes de lo necesario.

C-4.7 EVALUACION Y ACEPTACION DEL CONCRETO

Una vez seleccionada la dosificación del concreto y el trabajo ha comenzado, pueden aplicarse los criterios para la evaluación y aceptación del concreto del Artículo 4.7.

Las Normas tratan de proporcionar una base clara para juzgar la aceptabilidad del concreto, así como para indicar las medidas que deben tomarse cuando los resultados de las pruebas de resistencia no son satisfactorios.

C-4.7.1 Frecuencia de Ensayos

C-4.7.1.1 Los requisitos mínimos de frecuencia de muestreo para cada clase de concreto, están dados por los tres criterios siguientes:

- a. Una vez al día por cada clase de concreto que se vacíe, pero no menos que;
- b. Una vez por cada 100 m³ o fracción de cada clase de concreto vaciados durante un día, ni menos que;
- c. Una vez por cada 400 m² o fracción de superficie de placa o muro vaciados cada día.

Al calcular la superficie se tomará en cuenta solamente una cara de la placa o muro. Si el espesor promedio de muro o placa es menor de 25 cm, el criterio c. exigirá una frecuencia mayor de muestreo que una vez cada 100 m³.

C-4.7.1.2 Las muestras para las pruebas de resistencia deben tomarse estrictamente al azar cuando vayan a emplearse para medir adecuadamente la aceptabilidad del concreto. La elección del ciclo de muestreo, o de los tercios de concreto de los que se sacarán las muestras, debe hacerse durante el vaciado exclusivamente al azar, a fin de que éstas sean representativas. Si los tercios para extraer las muestras se seleccionan basándose en la apariencia, la conveniencia u otros criterios posiblemente prejuiciosos, los conceptos estadísticos pierden su validez. Obviamente, no debe tomarse más de una muestra de un solo tercio (un promedio de

dos cilindros hechos de la muestra, según la Subsección 4.7.1.4) y después no debe añadirse agua.

C-4.7.2 Ensayos de Probetas Curadas en el Laboratorio

C-4.7.2.3 Se da un conjunto único de criterios para la aceptación de la resistencia, el cual es aplicable a todo concreto empleado en estructuras diseñadas de acuerdo con las Normas, sin tomar en cuenta el método de diseño usado. Se considera que la resistencia del concreto es satisfactoria si el promedio de cualquier conjunto de tres ensayos consecutivos permanece por encima de la resistencia f'_c especificada y ninguna prueba individual resulta menor que ese valor, en más de 35 kgf/cm². La evaluación y la aceptabilidad del concreto pueden juzgarse inmediatamente a medida que se reciben los resultados de los ensayos durante el curso de los trabajos. Ocasionalmente pueden obtenerse ensayos de resistencia que no cumplan con estos criterios (probablemente una vez en 100 ensayos) aunque el nivel de resistencia y la uniformidad sean satisfactorios. Pueden tolerarse, tales desviaciones, estadísticamente posibles, al decidir si el nivel de resistencia que se produce es adecuado o no. En términos de la probabilidad de falla, el criterio de resistencia mínima de una muestra que se fija como f'_c disminuido en 35 kgf/cm², se adapta fácilmente en casos de un reducido número de ensayos. Por ejemplo, si únicamente se hacen cinco ensayos en una obra pequeña, resulta obvio que el criterio no se cumple, si cualquiera de los resultados de resistencia de la muestra (promedio de dos cilindros) es menor que f'_c en más de 35 kgf/cm².

C-4.7.2.4 Cuando el diseño de la mezcla del concreto no llega a satisfacer alguno de los requisitos de resistencia de la Sección 4.7.2.3, se deben tomar medidas para elevar el promedio de los resultados de los ensayos. Si se suministró una suficiente cantidad de concreto para acumular 15 ensayos, éstos se usarán para establecer una nueva meta de la resistencia promedio, como se describe en el Artículo 4.3.

Si se realizan menos de 15 ensayos sobre la clase de concreto en cuestión, y su promedio es menor que el requerido inicialmente, el nivel de la nueva meta deberá ser por lo menos tan elevado como el nivel del promedio usado en la selección inicial de la dosificación. Si el promedio de los ensayos realizados en el proyecto de que se dispone, iguala o excede el nivel usado en la selección inicial de las proporciones de la mezcla, se requiere un nuevo aumento en el nivel del promedio.

Las medidas a tomar para incrementar el nivel del promedio de los resultados de los ensayos dependerán de las circunstancias particulares, pero podrían incluir una o más de las siguientes disposiciones:

- a. Un aumento en el contenido de cemento.

- b. Cambios en las proporciones de la mezcla.
- c. Reducción o mejor control de los niveles del asentamiento.
- d. Una reducción en el tiempo de entrega.
- e. Un control más estricto del contenido de aire.
- f. Una mejora en la calidad de los ensayos, incluso un estricto cumplimiento con los procedimientos para los ensayos estándar.

Tales cambios en las operaciones y en los procedimientos de los ensayos o cambios en el contenido de cemento o en el asentamiento, no requerirán una formal aplicación repetida de los procedimientos del Artículo 4.3 ; sin embargo, cambios importantes en la procedencia del cemento, de los agregados o de los aditivos, deben acompañarse con la evidencia que el nivel del promedio será mejorado.

C-4.7.3 Ensayos de Probetas Curadas en Obra

C-4.7.3.4 En las Normas se proporcionan criterios para la interpretación de las pruebas de cilindros curados en la obra. Los investigadores han demostrado que los cilindros protegidos y curados para simular la buena práctica de obra deben tener no menos del 85 por ciento de la resistencia de los cilindros estándar curados en ambiente húmedo en el laboratorio. Este porcentaje ha sido establecido únicamente como un índice para juzgar si el curado en la obra ha sido adecuado. La comparación se hace sobre resistencias realmente medidas de cilindros gemelos curados en la obra y los curados en el laboratorio, y no entre cilindros curados en la obra y el valor especificado de f'_c . Sin embargo, los resultados de los cilindros curados en la obra se consideran satisfactorios si exceden la resistencia f'_c especificada en más de 35 kfg/cm², aunque no cumplan con el 85 por ciento de la resistencia de probetas gemelas curadas en el laboratorio.

C-4.7.4 Investigación de los Resultados de Ensayos de Baja Resistencia

Se dan instrucciones respecto al procedimiento que debe seguirse cuando las pruebas de resistencia no cumplen con los criterios de aceptación especificados. Por razones obvias estas instrucciones no pueden ser dogmáticas. El Profesional Responsable debe decidir a su criterio sobre el significado y la importancia de los resultados bajos de las pruebas. Si se juzga necesario efectuar una investigación más profunda, ésta puede incluir ensayos no destructivos o, en casos extremos, ensayos de resistencia de núcleos tomados de la estructura.

Los ensayos no destructivos, tales como el del esclerómetro, la prueba de penetración, el de velocidad ultrasónica de pulsos, o el de extracción de núcleos, pueden ser útiles para determinar si una parte de la estructura realmente tiene o no concreto de baja resistencia. Estas pruebas son valiosas primordialmente para hacer comparaciones en la misma obra, en vez de efectuar mediciones

cuantitativas de la resistencia. Para el caso en que se extraigan núcleos se dan criterios de aceptación suficientemente confiables, que de satisfacerse deben asegurar normalmente la idoneidad estructural para cualquier tipo de construcción. (Refs. 4.5 y 4.6).

Obviamente, en muchas circunstancias, se pueden tolerar resistencias bajas, pero esto también queda a juicio del Profesional Responsable. Cuando los ensayos de núcleos no demuestran con seguridad la idoneidad estructural, puede ser práctico, especialmente en el caso de entrepisos o techos, que el Profesional Responsable recurra a una prueba de carga, como el árbitro final (Capítulo 17). A falta de pruebas de carga, si el tiempo y las condiciones lo permiten, puede hacerse un intento de mejorar la resistencia del concreto en el sitio, recurriendo a un curado húmedo suplementario. Naturalmente que la efectividad de tal tratamiento debe verificarse por una evaluación posterior de la resistencia, utilizando procedimientos previamente discutidos.

Debe observarse que los ensayos de núcleos que tengan un promedio de 85 por ciento de la resistencia especificada son completamente razonables. No es lógico esperar que los ensayos de núcleos den resistencias iguales a f'_c ya que las diferencias en el tamaño de las probetas, las condiciones para obtener las muestras, y los procedimientos de curado, no permiten que se obtengan valores iguales. Las Normas tratan de garantizar la seguridad estructural y las instrucciones del Artículo 4.7 persiguen el logro de ese objetivo. No es función de las Normas asignar responsabilidades por deficiencias en la resistencia, aunque las mismas sean tales que requieran medidas correctivas.

REFERENCIAS

- 4.1 Porrero, J., Ramos, C. y Grases, J., "Manual del Concreto Fresco", 2a Edición, Asociación Venezolana de Sistemas de Paredes Estructurales, AVESIFE, Caracas 1979, 217 págs.
- 4.2 ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal and Heavy Weight Concrete (ACI 211.1-81)", American Concrete Institute, Detroit, 1981, 32 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.
- 4.3 ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete (ACI 211.2-81)", American Concrete Institute, Detroit, 1981, 18 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Partes 1 y 2.

- 4.4 Comité 214 del ACI, "Recommended Practice for Evaluation of Compression Strength Test Results of Concrete (ACI 214-77)", (Ratificada en 1983), American Concrete Institute, Detroit, 1977, 14 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Partes 1 y 2.
- 4.5 Dikeou, J. T., "Fly Ash Increase Resistance of Concrete to Sulfate Attack", Research Report N° C-1224, Concrete and Structures Branch Division of Research, U.S. Bureau of Reclamation, enero 1967, 25 págs.
- 4.6 Bloem, Delmar L., "Concrete Strength Measurement - Cores vs. Cylinders", Proceedings, ASTM, 1965, págs. 668-696.
- 4.7 Bloem, Delmar L., "Concrete Strength in Structures", ACI Journal, Proceedings, V. 65 N° 3, marzo 1968, págs. 176-187.
- 4.8 ACI Committee 201, "Guide to Durable Concrete", (ACI 201.2R-77) (Ratificado en 1982), ACI 201.2R-77, (Ratificada en 1982), American Concrete Institute, Detroit, 1977, 37 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.
- 4.9 Abdun-Nur, Edward A., "Random Sampling Made Easy", Concrete International; Design & Construction, V. 3, N° 9, septiembre 1981, págs. 66-70.
- 4.10 Philleo, Robert E., "Increasing the Usefulness of ACI 214: Use of Standard Deviation for Small Sample Sizes", Concrete International: Design and Construction, V. 3, N° 9, septiembre 1981, págs. 71-74.
- 4.11 Malhotra, V. M., "Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods", ACI Monograph N° 9, (Monografía ACI N° 9), American Concrete Institute Iowa State University Press, Detroit, 1976, 188 págs.
- 4.12 Malhotra, V. M., "Contract Strength Requirements-Cores versus In Situ Evaluation", ACI Journal, Proceedings, V. 74, N° 4, abril, 1977, págs. 163-172.

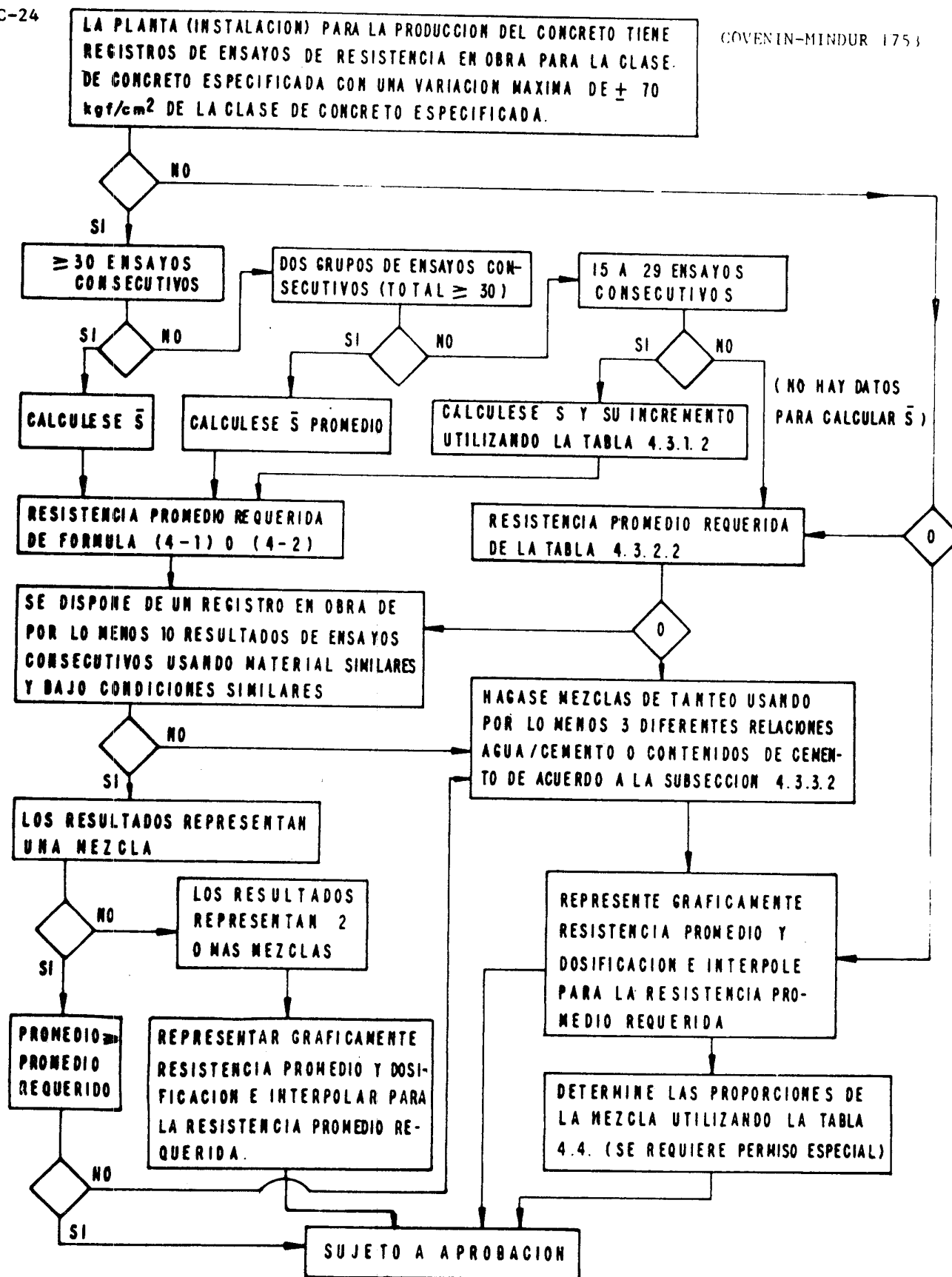


FIGURA C-4.3 DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA SELECCION Y JUSTIFICACION DE LA DOSIFICACION DEL CONCRETO

CAPITULO C-5 MEZCLADO Y VACIADO DEL CONCRETO

En las Referencias 5.1 y 5.2, se presentan en detalle recomendaciones para el mezclado, manejo, transporte y vaciado del concreto.

C-5.1 PREPARACION DEL EQUIPO Y DEL LUGAR DE VACIADO

Este Artículo llama la atención sobre la necesidad de una cuidadosa limpieza del equipo de los encofrados y armaduras, antes de proceder al vaciado del concreto. En particular deben eliminarse el aserrín, clavos, pedazos de madera y otros residuos que puedan acumularse sobre los encofrados. El refuerzo debe estar completamente limpio de lodo, exceso de óxido, escamas o costras. Además debe eliminarse todo exceso de agua del encofrado.

C-5.2 MEZCLADO DEL CONCRETO

Para que el concreto tenga una calidad satisfactoria se requiere que los materiales se mezclen perfectamente hasta tener apariencia uniforme y todos sus ingredientes estén distribuidos. Las muestras tomadas de diferentes porciones de la mezcla deberán tener esencialmente el mismo peso unitario, contenido de aire, asentamiento y contenido de agregado grueso. Es las Especificaciones COVENIN 633 se establecen métodos de ensayo para verificar la uniformidad del mezclado. El tiempo necesario para el mezclado depende de muchos factores, como el volumen de los terceos, consistencia de la mezcla, el tamaño y gradación de los agregados y la eficiencia de la mezcladora. Debe evitarse un excesivo tiempo de mezclado ya que puede ocasionar la trituration de los agregados.

Como información adicional y como alternativa a la Norma COVENIN 633 puede usarse la Norma ASTM C 685, "Specification for Concrete Made By Volumetric Batching and Continuous Mixing".

C-5.3 TRANSPORTE

Cada paso en el manejo y transporte del concreto debe ser controlado cuidadosamente para mantener la uniformidad dentro del tercio y entre terceos sucesivos. Es importante evitar la segregación tanto del agregado grueso del mortero, como la del agua de los otros ingredientes.

Las Normas requieren que el equipo de transporte tenga la capacidad de suministrar el concreto en forma continua y sin inconvenientes, bajo todas las condiciones y para todos los procesamientos de vaciado, incluyendo bombas, bandas transportadoras, sistemas neumáticos, carretillas, vagonetas, cubos de grúas y trompas de vaciado.

Informes recientes han indicado que el bombeo del concreto a través de tuberías de aluminio, o de aleaciones de aluminio, puede producir una pérdida importante en la resistencia del mismo (Ref. 5.3). En efecto se ha comprobado que el gas hidrógeno que se genera por la reacción entre los álcalis del cemento y el

aluminio erosionado de la superficie interior de la tubería, causa una reducción de la resistencia del orden del 50 %. Por consiguiente, no debe utilizarse aluminio o sus aleaciones para líneas de tuberías, trompas de vaciado o ductos, salvo en el caso de canaletas cortas, tales como las usadas para descargar el concreto de los camiones mezcladora.

C-5.4 VACIADO

El manejo excesivo del concreto puede provocar la segregación de los materiales. Por consiguiente en las Normas se previene contra esta práctica. No debe permitirse alterar la consistencia por la adición de agua y el remezclado del concreto parcialmente fraguado, a menos que se autorice especialmente. Sin embargo, esto no excluye la práctica, reconocida en las Especificaciones COVENIN 633 de agregar agua al concreto mezclado, para alcanzar el asentamiento especificado, sin violar los límites prescritos del tiempo máximo de mezclado y la relación agua/cemento.

Cuando existen condiciones que hacen difícil la compactación del concreto o en el caso de una densidad grande de la armadura, es recomendable la colocación de una mezcla de mortero previamente al vaciado, en forma de una capa de por lo menos 2.5 cm de espesor. El mortero debe tener las mismas proporciones de cemento, arena y agua tales como las usadas en el concreto que se está vaciando. Las condiciones para las que debe aplicarse este método de vaciado no pueden definirse en forma suficientemente precisa para justificar su inclusión en las Normas. Sin embargo esta práctica tiene sus méritos y debería incorporarse en las especificaciones de la obra en los casos apropiados, dejando al Inspector la responsabilidad para decidir sobre su aplicación. El uso de mezclas de mortero ayudará a prevenir la formación de cangrejeras y asegurar la adherencia del concreto con el refuerzo. El mortero debe colocarse inmediatamente antes del vaciado y deberá estar plástico (no rígido ni fluido) al vaciarse el concreto.

Recomendaciones para la compactación del concreto se presentan en detalle en la publicación "Recommended Practice for Consolidation of Concrete", del Comité 309 del ACI (Ref. 5.4). En ésta se presenta una información actualizada sobre el mecanismo de compactación y se dan recomendaciones sobre las características del equipo y los métodos aplicables para diferentes clases de concreto.

C-5.5 CURADO

En la publicación "Recommended Practice for Curing Concrete" del Comité 308 del ACI (Ref. 5.5), se dan recomendaciones detalladas para el curado del concreto. En ella se presentan principios básicos para el curado adecuado y se describen los diferentes métodos, procedimientos y materiales para realizarlo.

C-5.5.3 Curado Acelerado

Esta Sección se aplica siempre que se emplee un método de curado acelerado; ya sea para elementos prefabricados o vaciados en sitio.

La resistencia a la compresión f'_c del concreto curado con vapor, no es tan elevada como la de un concreto similar, curado continuamente en ambiente húmedo a temperaturas moderadas. Así mismo, el módulo de elasticidad E_c , de los cilindros curados con vapor, puede diferir del de los curados en ambiente húmedo a temperaturas moderadas. Cuando se vaya a emplear curado con vapor, es aconsejable dosificar la mezcla en base a los cilindros curados con vapor.

Los procedimientos acelerados de curado requieren una atención cuidadosa para obtener resultados uniformes y confiables. Durante el proceso de curado es esencial evitar la pérdida de humedad.

C-5.5.4 Adicionalmente a los requisitos de una temperatura y un tiempo de curado mínimos, tanto para el concreto normal como para el de alta resistencia a edad temprana, las Normas establecen en la Sección 4.7.3, un criterio específico para juzgar la eficacia del curado en obra.

A la edad de ensayo para la que se ha especificado la resistencia (generalmente a los 28 días), los cilindros curados en obra deben tener resistencias no menores del 85 % de los cilindros estándar curados en el laboratorio. Para lograr una comparación razonablemente correcta, los cilindros curados en obra y sus gemelos curados en el laboratorio deben ser de la misma muestra. Los cilindros curados en obra deben recibir este tratamiento en condiciones idénticas a las de la estructura. Si ésta está protegida del medio ambiente, los cilindros deben protegerse en forma semejante. Es decir, los cilindros que corresponden a los miembros que no estén directamente expuestos a la intemperie, deben curarse colocándolos próximos a esos miembros y dotándolos del mismo grado de protección y tipo de curado. Obviamente, los cilindros de la obra no deben tratarse más favorablemente que los elementos que representan. (Para una información adicional, véase la Sección 4.7.3, en el Articulado y en el Comentario).

Si en esta comparación los cilindros curados en obra no proporcionan una resistencia satisfactoria, deben tomarse medidas para mejorar el curado de la estructura. Si existen indicios de una deficiencia seria en la resistencia del concreto de la estructura, pueden requerirse ensayos de núcleos, con o sin curado húmedo suplementario, para verificar la idoneidad estructural, como lo dispone la Sección 4.7.4.

C-5.6 REQUISITOS PARA EL VACIADO EN TIEMPO CALUROSO

En la publicación "Recommended Practice for Hot Weather Concreting" del Comité 305 del ACI (Ref. 5.6), se dan recomendaciones detalladas para vaciado en tiempo caluroso. En ella se definen los factores que afectan las

propiedades del concreto y las prácticas constructivas, y se recomiendan medidas para eliminar o minimizar los efectos indeseables.

REFERENCIAS

- 5.1 "Normas para la Construcción de Edificios - Obras de Concreto Armado", MOP, 1971.
- 5.2 ACI Committee 304, "Recommended Practice for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete (ACI 304-73)", (Ratificada en 1978), (ANSI/ACI 304-73) (R 1978), American Concrete Institute, Detroit, 1973, 40 págs. También en el ACI Manual of Standard Practice, Parte 2.
- 5.3 Newlon, Howard, Jr. y Ozol, A., "Delayer Expansion of Concrete Delivered by Pumping Through Aluminum Pipe Line", Concrete Case Study N° 20; Virginia Highway Research Council, octubre 1969, 39 págs.
- 5.4 ACI Committee 309, "Recommended Practice for Consolidation of Concrete (ACI 309-72)", (Revisada en 1982), American Concrete Institute, Detroit, 1982, 40 págs. También en el ACI Manual of Standard Practice, Parte 2.
- 5.5 ACI Committee 308, "Recommended Practice for Curing Concrete (ACI 308-71)" American Concrete Institute, Detroit, 1981, 11 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.
- 5.6 ACI Committee 305, "Hot Weather Concreting (ACI 305 R-77)", (ANSI A 170.1-1972), American Concrete Institute, Detroit, 1977, 16 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

CAPITULO C-6 ENCOFRADOS, TUBERIAS EMBUTIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCION

C-6.1 DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS

En el Capítulo 6 se prescriben los requisitos mínimos que deben satisfacer los encofrados para evitar daños a personas y cosas durante las construcciones.

Se requiere que tanto el diseño de los encofrados como su construcción y proceso de desencofrado se realicen aplicando criterios confiables para lograr moldes que sean a la vez económicos y seguros. Para una información detallada se podrá consultar las Referencias 6.1 a 6.4.

C-6.2 DESENCOFRADO Y DESAPUNTALAMIENTO

Para determinar el tiempo de desencofrado, deben considerarse las cargas de construcción y las posibles flechas, tomando en cuenta la resistencia del concreto. Frecuentemente las magnitudes de las cargas de construcción son comparables con las de las cargas variables de servicio. En las etapas iniciales, una estructura puede ser lo suficientemente resistente para soportar la carga aplicada, pero puede flectarse lo suficiente como para que se produzca un daño permanente.

Para la evaluación de la resistencia del concreto durante la construcción pueden emplearse ensayos de cilindros curados en obra u otros procedimientos aprobados por el Ingeniero Responsable, tales como:

- a. Ensayo de resistencia a la penetración de acuerdo con la Norma ASTM C 803, "Standard Method of Test for Penetration Resistance of Hardened Concrete".
- b. Ensayo de resistencia a la extracción de acuerdo con la Norma ASTM C 900, "Tentative Method of Test for Pullout Strength of Hardened Concrete".

Los procedimientos (a) y (b) requieren datos suficientes empleando materiales de la obra para demostrar la correlación de las mediciones en la estructura con la resistencia a la compresión de cilindros vaciados o de núcleos extraídos.

Cuando la estructura está soportada adecuadamente sobre apuntalamientos, los encofrados laterales de las vigas, columnas, muros y encofrados verticales similares, en general pueden retirarse después de doce horas de curado acumulado, siempre que éstos no soporten otras cargas distintas a la presión lateral del concreto plástico. El tiempo de "curado acumulado" representa la suma de los intervalos de tiempo, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura del aire que rodea al concreto está por encima de 10°C. El valor de 12 horas de curado acumulado corresponde a cementos y condiciones ordinarias; el uso de cementos especiales y condiciones no usuales puede requerir un reajuste de los límites antes citados. Por ejemplo, los concretos hechos con cemento Tipo II,

V o Cemento Portland-Escoria, los concretos que contienen retardadores de fraguado, y los concretos a los cuales se agrega hielo durante el mezclado (para bajar la temperatura del concreto fresco), pueden tener insuficiente resistencia a las 12 horas y deben investigarse antes de proceder al desencofrado.

El desencofrado en la construcción de edificios altos debe ser parte de un proceso planificado que considere tanto el soporte temporal de toda la estructura así como el de cada uno de los elementos individuales. Este proceso debe ser estudiado en etapa previa a la construcción y debe basarse en un análisis estructural que tome en cuenta, como mínimo, los siguientes aspectos:

- a. La estructuración bajo las diferentes condiciones de la construcción y sus cargas.
- b. La resistencia del concreto a las diferentes edades durante la construcción.
- c. La influencia de las deformaciones de la estructura y del sistema de apuntalamiento en la distribución de las cargas permanentes y las cargas de construcción durante sus diferentes etapas.
- d. La resistencia y separación de puntales o sistemas de apuntalamiento, así como el método de apuntalamiento y desapuntalamiento, incluyendo los intervalos de tiempo entre las distintas operaciones.
- e. Cualquier otra carga o condición que afecte la seguridad y uso adecuado de la estructura durante la construcción.

Para la construcción de edificios altos, la resistencia del concreto durante las distintas etapas de construcción debe ser verificada por ensayos de cilindros curados en obra, u otros métodos aprobados. Las diferentes etapas del proceso constructivo deben ser controladas por un maestro de obra, bajo la supervisión del Profesional Responsable, y cualquier cambio en el procedimiento constructivo debe ser aprobado por éste. El análisis estructural y los datos de los ensayos usados en el planeamiento y ejecución del desencofrado y apuntalamiento deben ser proporcionados por el constructor al Profesional Responsable, cuando así sean requeridos.

C-6.3 TUBERÍAS Y CONDUCTOS EMBUTIDOS EN CONCRETO

C-6.3.1 Las tuberías, conductos y camisas que no sean perjudiciales al concreto pueden embutirse en el mismo, pero el trabajo debe realizarse de tal manera de no poner en peligro la estructura. En el Artículo 6.3 se dan reglas empíricas para obtener instalaciones seguras en las condiciones comunes. Para condiciones que no sean las corrientes se debe hacer un diseño especial. No debe permitirse al constructor la instalación de conductos, tubos o camisas que no estuvieran indicados en los planos, o sin la aprobación del Profesional Responsable. Es importante para la integridad de la estructura, que todos los conductos y accesos de las tuberías, embutidos en el concreto, se conecten cuidadosamente tal

como se indica en los planos o se requiere en las especificaciones de la obra.

C-6.3.2 Las Normas prohíben emplear el aluminio en concreto estructural a menos que esté revestido o cubierto efectivamente. El aluminio reacciona con el concreto y en presencia de iones de cloruro puede reaccionar electrolíticamente con el acero, provocando agrietamiento y desenconchamiento del concreto. Los conductos eléctricos de aluminio presentan un problema especial, pues la corriente eléctrica acelera esta reacción adversa.

C-6.4 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

C-6.4.1 Para la integridad de la estructura es importante que todas las juntas de construcción estén cuidadosamente definidas en la documentación de la construcción (planos y/o especificaciones) y que se construyen en la forma requerida. Cualquier variación de las mismas debe ser aprobada por el Ingeniero.

C-6.4.2 El uso de lechada de cemento y de juntas de construcción verticales que se requerían en normas anteriores no se exigen en estas Normas, por cuanto son poco prácticas y pueden ser perjudiciales cuando elementos de mucho espesor y la congestión de armaduras impiden un acceso adecuado.

A menudo la proyección de agua a presión y otros procedimientos son más apropiados. Puesto que las Normas establecen sólo los requisitos mínimos, el Ingeniero puede tener la necesidad de especificar procedimientos especiales si las condiciones lo ameritan.

La necesidad de aplicar en la junta capas de mortero al comienzo del vaciado depende de la dosificación del concreto, de la congestión de las armaduras, del acceso de vibradores y otros factores.

C-6.4.3 Las juntas de construcción deben ubicarse donde causarán el menor debilitamiento en la estructura. Cuando el corte debido a las cargas gravitacionales no es significativo, como ocurre usualmente en el centro de la luz de los miembros sometidos a flexión, una junta vertical simple puede ser adecuada. Las estructuras que deben resistir fuerzas laterales pueden requerir un diseño de tipo especial para las juntas de construcción. Cuando se requiere la transferencia de fuerzas cortantes pueden usarse dientes intermitentes, llaves de corte, barras diagonales, o el método de transferencia de corte del Artículo 11.6.

C-6.4.4 La restricción en la localización de las juntas tiene por objeto que éstas se ubiquen donde puedan provocar el menor debilitamiento en la estructura.

C-6.4.5 Se requiere un lapso de espera para el vaciado del concreto sobre columnas y muros estructurales para prevenir el agrietamiento en la unión de las losas con los miembros de apoyo provocado por la pérdida de lechada de cemento y el asentamiento del concreto en el miembro de soporte.

C-6.4.6 Se permite el vaciado de las losas (o placas) separadamente de vigas, carteas y de elementos similares, cuando ello se indica en los planos y siempre que se hayan adoptado medidas para transferir las solicitaciones como se requiere en la Sección 6.4.3.

REFERENCIAS

- 6.1 ACI Committee 347, "Recommended Practice for Concrete Formwork (ACI 347 - 78)", (ANSI/ACI 347-78), American Concrete Institute, Detroit, 1978, 37 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.
- 6.2 Hurd, M. K., y Comité ACI 347, "Formwork for Concrete", (SP - 4), 4a Edición, American Concrete Institute, Detroit, 1979, 464 págs.
- 6.3 "Normas para la Construcción de Edificios - Obras de Concreto Armado", MOP, 1971.
- 6.4 "Normas para Andamios y Soportes de Cimbras y Encofrados", Dirección de Edificios, MOP, 1969.

CAPITULO C-7 DETALLES DEL REFUERZO

Los buenos detalles estructurales han sido siempre de vital importancia para que las estructuras de concreto armado sean satisfactorias. A través de los años se ha desarrollado gradualmente una práctica estándar para los detalles del refuerzo.

La preparación adecuada de los planos estructurales requiere un conocimiento general de todo el proceso constructivo desde la etapa de diseño hasta la colocación de las armaduras.

En las Referencias 7.1 y 7.2 se presentan métodos recomendados y reglas para el dibujo de los planos estructurales con detalles típicos. Todas las disposiciones de estas Normas que se refieren al diámetro y área de las barras y alambres están basadas en las dimensiones nominales de las armaduras tal como se detallan en las Normas COVENIN; véase la Tabla 3.5.

C-7.1 GANCHOS

Los ganchos estándar para estribos se limitan a barras N° 8 y menores, y el gancho con doblez a 90° para estribos y ligaduras con extensión de $6d_b$ se limita a barras N° 5 y menores. Ambas limitaciones se adoptaron en base a resultados de investigaciones que demostraron la tendencia de los ganchos a abrirse bajo cargas elevadas en el caso de barras de diámetros más grandes.

C-7.2 DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLECES

Los dobleces estándar se describen en función de su diámetro interior ya que esto es más fácil de medir que el radio del doblez. Para establecer el diámetro mínimo del doblez se tomó en consideración un extenso estudio de los requisitos de la prueba de doblado de las Normas ASTM y una investigación piloto sobre doblado de barras N° 14 y N° 18 que tenían f_y de 4200 kgf/cm² y 5200 kgf/cm². La consideración principal fue la factibilidad del doblez sin roturas. Además por experiencia quedó comprobado que estos diámetros mínimos de doblez son satisfactorios para su uso general sin que se produzca aplastamiento perjudicial del concreto.

En la Subsección 3.5.3.2 de las Normas se detallan las excepciones a las Normas COVENIN y se requiere que el mandril para las pruebas de doblado tenga dimensiones compatibles con los diámetros de doblez que establece la Tabla 7.2.

En general es recomendable que los requisitos para los ensayos de doblado sean más exigentes que los dobleces usados en la construcción, establecidos en la Tabla 7.2.

C-7.2.2 Para las secciones de las barras más comúnmente usadas como estribos y ligaduras, el diámetro mínimo de doblez de cuatro diámetros se basa en prácticas aceptadas en la industria. El empleo de barras no mayores que la N° 5 para

estribos, permitirá su doblado múltiple mediante el equipo estándar con ganchos ya sea a 90 o 135 grados.

C-7.2.3 Las mallas soldadas, de alambre liso o corrugado pueden utilizarse como estribos y ligaduras. El alambre en las intersecciones soldadas no tiene la misma ductilidad uniforme y capacidad de doblado que en las zonas que no fueron calentadas. Los efectos de la temperatura de soldadura generalmente se disipan a una distancia de aproximadamente cuatro veces el diámetro de alambre. Los diámetros mínimos de doblez permitidos son, en la mayoría de los casos, los mismos que los requeridos en las pruebas de doblado de COVENIN y de ASTM para alambre.

C-7.3 DOBLADO

C-7.3.1 Todos los dobleces deben hacerse en frío a menos que el Profesional Responsable autorice lo contrario.

En los casos de dobleces poco usuales, con diámetros internos menores que los especificados en los ensayos de doblado de COVENIN y ASTM puede necesitarse un procedimiento especial.

C-7.3.2 En algunos casos puede ser necesario doblar barras que se hayan embutido en el concreto y generalmente no es posible colocar en el punto de doblez un mandril del diámetro mínimo especificado en las Normas. Tal doblez no se puede efectuar sin autorización del Profesional Responsable. Cuando éste lo autorice, se determinará si la barra se puede doblar en frío sin dañarla o si es necesario calentarla. Si se permite el calentamiento, éste debe controlarse para evitar agrietamiento del concreto o daño a las barras.

Las barras parcialmente embutidas pueden volverse a doblar satisfactoriamente si son precalentadas a 600-650°C haciéndolo lo más lentamente posible y variando la curvatura gradualmente (Ref. 7.3). El calentamiento debe realizarse de manera de evitar daño al concreto. Si la zona del doblez está a menos de 15 cm del concreto, puede ser necesario aplicar algún aislamiento protector. La operación de calentamiento será efectuada de manera que la temperatura del acero, medida con instrumentos adecuados, no exceda de 650°C. La barra calentada no se rá enfriada artificialmente antes que baje su temperatura a por lo menos 315°C.

C-7.4 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO

Los límites específicos de la oxidación se basan en ensayos y en recomendaciones de instituciones que utilizan el concreto. La referencia 7.4 proporciona una guía con respecto a los efectos de la oxidación y de las escamas de fábrica sobre las características de adherencia de las barras corrugadas de refuerzo. La investigación ha demostrado que una cantidad normal de óxido aumenta la adherencia. Generalmente el manejo rudo normal elimina el óxido suelto que puede perjudicar la adherencia.

C-7.5 COLOCACION DE LAS ARMADURAS

C-7.5.2 Las tolerancias han sido modificadas para hacerlas más realistas y consistentes con las contenidas en otras normas. Lo ideal es que las tolerancias en la altura o espesor sean proporcionales a estas dimensiones. Sin embargo, para simplificar las instrucciones a las cuadrillas de colocación en obra, se adoptaron dos límites fijos por ser más prácticos para su cumplimiento. Como la altura útil y el recubrimiento del concreto son componentes de la altura total, las tolerancias de estas dimensiones están directamente relacionadas. Solamente se especifican las tolerancias negativas (reducciones en el recubrimiento), para el recubrimiento mínimo.

La práctica generalmente aceptada, tal como se refleja en otras normas, ha establecido tolerancias sobre la altura total (encofrado o terminación) y para las dimensiones de barras dobladas, estribos y zunchos. Cuando pueda producirse una acumulación de tolerancias que dé por resultado una reducción excesiva de la altura útil o de recubrimiento, el ingeniero debe especificar tolerancias más estrictas que las que permiten las citadas normas.

Se establece una tolerancia más estricta para recubrimientos correspondientes a las caras inferiores de los elementos, por su importancia en la durabilidad y resistencia contra el fuego, y porque las barras están soportadas generalmente de tal manera que la tolerancia especificada resulta práctica. Es necesario añadir el requisito de que el recubrimiento no debe reducirse en más de un tercio del valor especificado, particularmente para el caso de los pequeños recubrimientos permitidos en la construcción prefabricada y en las cáscaras y placas plegadas.

C-7.5.3 Los tipos livianos de malla soldada lo suficientemente flexibles para curvarse entre sus apoyos por efecto de su peso propio quedan exentas de los requisitos de anclaje de los Artículos 12.10 y 12.11. Esta práctica ha dado como resultado unas economías sin efectos adversos en el comportamiento estructural, para el caso de pequeñas luces, ligeramente reforzadas, donde los requisitos de temperatura y retracción frecuentemente rigen la cantidad mínima de refuerzo requerido.

C-7.5.4 La soldadura "por puntos" (soldadura de cruce de barras) puede debilitar seriamente a las barras en el punto de soldado, al producir un efecto metalúrgico de hendidura. Esta operación solamente se puede ejecutar con seguridad cuando el material soldado y las operaciones de soldadura están bajo un control competente y continuo, como en el caso de la fabricación de la malla soldada.

C-7.6 SEPARACION DEL REFUERZO

Los límites de separación considerados en este Artículo han sido desarrollados por una práctica satisfactoria de muchos años, y permanecen esencialmente sin cambios a través de las sucesivas ediciones del Código ACI 318. Los límites mínimos se establecieron para permitir que el concreto fluya fácilmente entre las barras y entre éstas y el encofrado, sin crear zonas con cangrejas y evitar la concentración de barras en una línea, lo cual podría causar un agrietamiento por corte o por retracción. El uso del diámetro "nominal" de la barra, para definir la separación mínima, permite un criterio uniforme para todos los diámetros.

C-7.6.6 Grupos de Barras

Los buenos resultados en la práctica de los grupos de barras de diámetro estándar en las grandes vigas y en los ensayos de laboratorio sobre columnas con grupos de barras, condujeron a las disposiciones para el agrupamiento de las mismas. Los grupos de barras deben atarse con alambre o sujetarse de alguna otra manera para asegurar que permanezcan en posición vertical u horizontal.

Se ha añadido la limitación de que las barras mayores de la N° 11 no deben adosarse formando grupos en vigas, puesto que estas Normas se aplican fundamentalmente a edificios. La conformidad a los requisitos de control de grietas del Artículo 10.6 elimina efectivamente el uso de grupos de barras mayores que la N° 11 como refuerzo en tracción. La colocación de las barras "en contacto" para que actúen como una sola unidad, tiene por objetivo evitar los grupos de más de dos barras en el mismo plano. Las formas típicas de grupos de tres barras son la triangular o en forma de L. Como una precaución práctica, los grupos de barras en vigas no deben anclarse o doblarse como una sola unidad. Donde se requieran ganchos extremos, es preferible escalonar los ganchos de las barras individuales dentro del grupo.

El límite máximo de tres barras en un grupo no incluye la barra adicional para solapes.

C-7.7 RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS

El recubrimiento para la protección de las armaduras contra la intemperie y otros efectos, se mide desde la superficie del concreto hasta la superficie más próxima del acero para la cual se aplican los requisitos de recubrimiento.

Cuando se prescribe un recubrimiento mínimo para un elemento estructural, éste debe medirse hasta el borde más saliente de estribos, ligaduras o zunchos, si el refuerzo transversal encierra las barras principales, o hasta el borde de la capa más externa de barras, si se emplea más de una capa de refuerzo sin estribos o ligaduras.

La frase "superficies de concreto expuestas a la intemperie" se refiere a exposiciones directas a cambios de temperatura y humedad.

Las caras inferiores de losas, placas o cáscaras generalmente no se considerarán directamente "expuestas" a menos que sean objeto de humedecimiento y secado alternados, incluyendo los debidos a las condiciones de condensación o de filtraciones directas de la superficie superior expuesta al agua de lluvia o efectos similares.

Los menores espesores de recubrimiento para las construcciones prefabricadas reflejan las grandes ventajas de controlar la dosificación, vaciado y curado del concreto, inherentes a los prefabricados.

La expresión "fabricadas bajo las condiciones de control en planta" no implica específicamente que los elementos prefabricados deben ser producidos en una planta. Los elementos estructurales que se prefabriquen en obra también se considerarán incluidos en esta sección si el control de las dimensiones, de la colocación de la armadura, de la calidad de concreto y los procedimientos de curado son del tipo de los que se realizan normalmente en una planta.

C-7.8 DETALLES ESPECIALES PARA COLUMNAS

C-7.8.1 Las prescripciones de la Sección 7.8.1 se indican en la Fig. C-7.8.1.

C-7.8.2 Núcleos Metálicos

La limitación de la transmisión efectiva de la carga de compresión a través de uniones a tope por contacto de perfiles metálicos de un máximo de 50 por ciento, tiene por objeto proporcionar alguna capacidad a la tracción en tales uniones (hasta del 50 por ciento) puesto que el resto del esfuerzo de compresión debe transmitirse por soldadura, espigas, placas de unión, etc.. Esta disposición debe asegurar que las uniones en las columnas compuestas cumplan con los requisitos de capacidad a tracción similares a las columnas de concreto armado.

C-7.9 NODOS

Es necesario confinar los nodos para asegurar que la capacidad a la flexión de los miembros se pueda desarrollar sin deteriorar la unión bajo cargas repetidas, (Refs. 7.5 y 7.6).

C-7.10 ARMADURA TRANSVERSAL PARA COLUMNAS

Pueden requerirse diseños especiales del refuerzo transversal para las columnas prefabricadas con un recubrimiento menor que 4 cm, las columnas de con - creto con agregado grueso de tamaño pequeño, los muros que trabajan como colum - nas, y otros casos especiales.

Para ligaduras o hélices puede utilizarse alambre liso o estriado de 6 mm de diámetro o mayor, o malla soldada formada por tales alambres. Si se considera las columnas con hélices, como columnas zunchadas, la cuantía del refuerzo

helicoidal debe cumplir con los requisitos de la Sección 10.9.3.

C-7.10.4 Zunchos

Por razones prácticas el diámetro mínimo para el refuerzo helicoidal de construcciones vaciadas en sitio es el N° 3 ya que este es el menor diámetro que puede usarse en una columna con un recubrimiento de 4 cm o más, cuando la resistencia del concreto sea igual o mayor de 200 kgf/cm², si se mantiene el paso mínimo de la hélice para el vaciado del concreto, según los requisitos de la Sección 10.9.3

Las Normas permiten que los zunchos terminen al nivel del refuerzo horizontal más bajo que penetra en las columnas. Sin embargo, si uno o más lados de la columna no están confinados por vigas o ménsulas, se requieren ligaduras desde el punto de terminación de los zunchos hasta la cara inferior de la losa o ábaco. Si las vigas o ménsulas confinan la columna en todos los lados pero son de diferente altura, las ligaduras deben colocarse desde el extremo del refuerzo helicoidal hasta el nivel del refuerzo horizontal de la viga o ménsula más baja que se empotre en la columna. Estas ligaduras adicionales son para mantener en posición el refuerzo longitudinal de la columna así como aquella parte del refuerzo de las vigas que se dobla en el interior de la columna para su anclaje y a la vez para confinar el concreto. Véase también el Artículo 7.9.

C-7.10.5 Ligaduras

Todas las barras longitudinales en compresión deben estar encerradas por ligaduras. Cuando las barras longitudinales están dispuestas según generatrices de un cilindro circular solamente se requieren ligaduras circulares, con la separación especificada. Este requisito puede satisfacer por medio de una ligadura continua (hélice) con un paso mayor que el permitido para los zunchos en la Sección 10.9.3, siendo el paso máximo igual a la separación requerida para las ligaduras. Para arriostrar lateralmente las barras longitudinales se permiten ligaduras con un ángulo máximo de doblez de hasta 135° en lugar del ángulo máximo de 90° que se exigía en normas anteriores. Las barras longitudinales que se encuentren a menos de 15 cm de una barra adecuadamente arriostrada, no requieren el soporte lateral antes citado. (Véase la Figura C-7.10.5).

Ensayos piloto sobre columnas con ligaduras, de tamaño natural, cargadas axialmente, armadas con barras longitudinales de una pieza, (Ref. 7.7), no mostraron una diferencia apreciable entre la resistencia última de las columnas que satisfacían todos los requisitos en cuanto a ligaduras, y aquellas desprovistas totalmente de ligaduras. Aunque los ensayos no incluyeron series suficientemente completas en cuanto a variables como: tamaño de columnas, relación momento/carga axial, diámetros, grupos y empalmes de barras, etc., sí indicaron que los requisitos de normas anteriores eran innecesariamente estrictos.

Las disposiciones de estas Normas permiten reducir considerablemente las exigencias en cuanto a la cantidad de ligaduras que se exigía para los núcleos de columnas. Como las barras con uniones y barras agrupadas no se incluyeron en los ensayos de la Referencia 7.7 sería prudente proporcionar por lo menos un conjunto de ligaduras en cada extremo de un empalme por solape de barras, arriba y debajo de uniones por contacto a tope, e inmediatamente abajo del doblez inferior de los segmentos de la armadura longitudinal no alineados.

Los ganchos estándar de las ligaduras que se especifican en estas Normas corresponden solamente a barras corrugadas y deben alternarse cuando sea posible a lo largo de la columna. Véase también el Artículo 7.9.

C-7.10.5.5 El confinamiento a que se refiere esta sección es aplicable tanto a columnas de sección cuadrada y rectangular como columnas de sección circular o poligonal.

C-7.11 ARMADURA TRANSVERSAL EN LOS ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION

C-7.11.1 El acero en compresión de las vigas debe estar ligado para prevenir el pandeo. Requisitos similares para tal ligado han permanecido sin cambios esenciales a través de varias normas, con aclaraciones de poca importancia. Se ha establecido disposiciones para el uso de malla de alambre soldada para el ligado del refuerzo en compresión.

C-7.11.2 Cualquier armadura transversal en elementos sujetos a esfuerzos reversibles o torsión en los apoyos debe tener una forma cerrada. Además se requiere que tal armadura transversal arriostre el refuerzo principal para limitar adecuadamente el pandeo de las barras y la fisuración del concreto.

C-7.12 ARMADURA DE RETRACCION Y TEMPERATURA

C-7.12.1 Se requiere armadura de retracción y temperatura, perpendicular al refuerzo principal, para minimizar el agrietamiento y para proveer la continuidad de la estructura a fin de asegurar su comportamiento tal como se supone en el diseño.

Las disposiciones de esta sección se aplican a losas estructurales solamente; ellas no son aplicables a losas apoyadas sobre el terreno.

C-7.12.2 Las cantidades especificadas para barras estriadas y mallas soldadas de alambre son empíricas, pero se han utilizado satisfactoriamente por muchos años. Las uniones y los anclajes extremos de la armadura de retracción y temperatura deben diseñarse para el esfuerzo cedente especificado, de acuerdo a los Artículos 12.1, 12.14, 12.17 y 12.18. En las losas nervadas la armadura de retracción y temperatura se determina en base a la sección de la losa superior.

C-7.12.3 Las uniones y los anclajes extremos de la armadura de retracción y temperatura deben diseñarse para el esfuerzo de cedencia especificado de acuerdo al Capítulo 12.

REFERENCIAS

- 7.1 ACI Committee 315, "ACI Detailing Manual - 1980, SP66", American Concrete Institute, Detroit, 1980, 203 págs. Incluye "Details and Detailing of Concrete Reinforcement (ACI 315-80)", 51 págs., y también figura en la Parte 3 del ACI Manual of Concrete Practice.
- 7.2 "Instrucciones para la Elaboración de Planos para Edificios", Parte II, MOP, 1969.
- 7.3 Black, William C., "Field Corrections to Partially Embedded Reinforcing Bars", ACI Journal, Proceedings V. 70, N° 10, octubre 1973, págs. 690-691.
- 7.4 Kemp, E. L.; Brezny, F. S.; y Unterspan, J. A., "Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristics of Deformed Reinforcing Bars", ACI Journal, Proceedings V. 65, N° 9, septiembre 1968, págs. 743-756.
- 7.5 Hanson, Norman W., y Conner, Harold W., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints", Proceedings, ASCE, V. 93, ST5, octubre 1967, págs. 533-560.
- 7.6 ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures", (ACI 352R-76, ratificada en 1981), ACI Journal, Proceedings V. 93, N° 7, julio 1976, págs. 375-393. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 3.
- 7.7 Pfister, James F., "Influence of Ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns", ACI Journal, Proceedings V. 61, N° 5, mayo 1964, págs. 521 - 537.

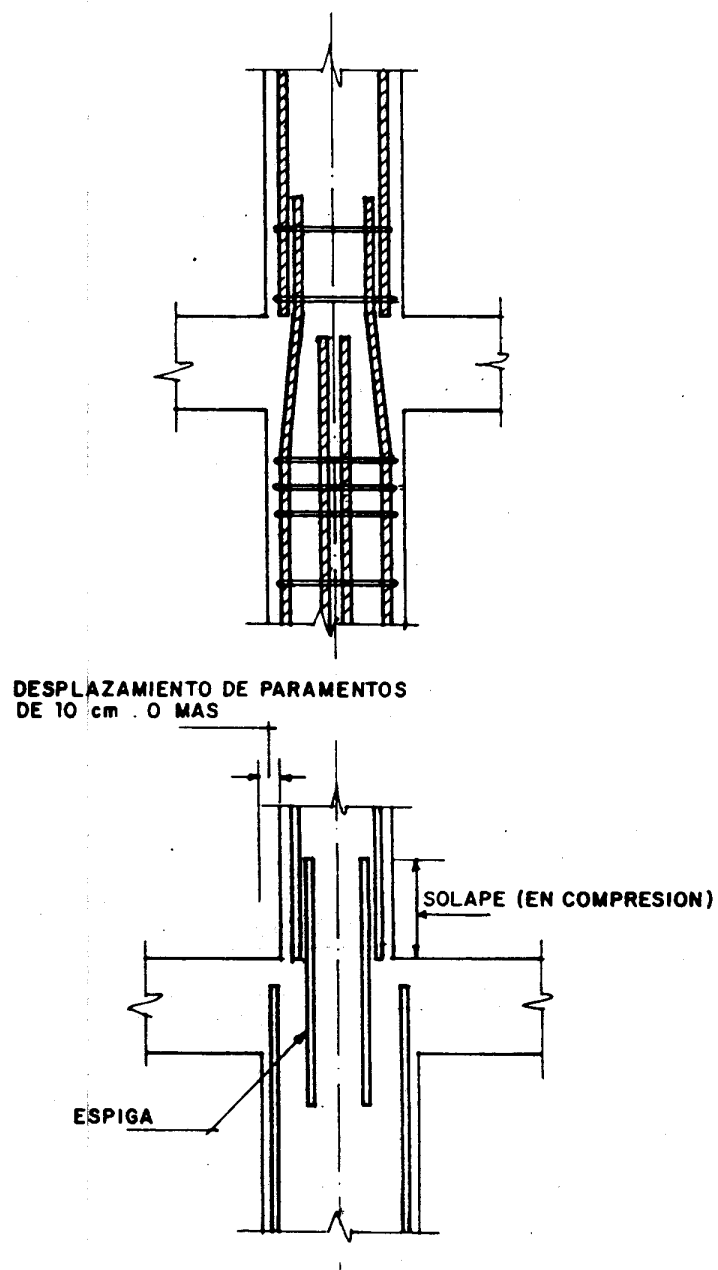


Figura C-7.8.1 DETALLES ESPECIALES DE NODOS

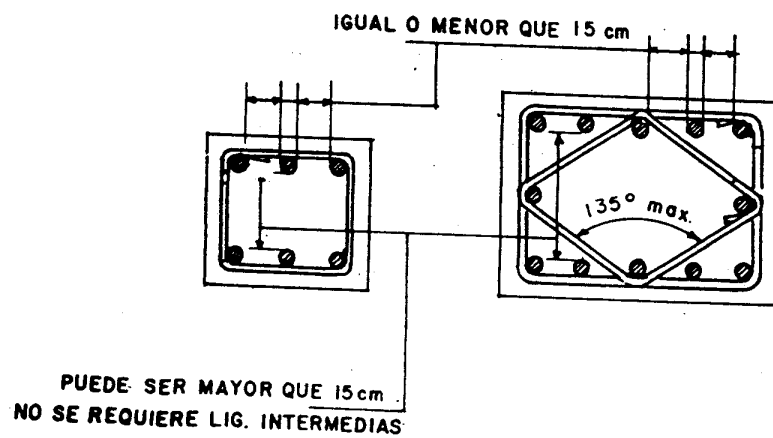
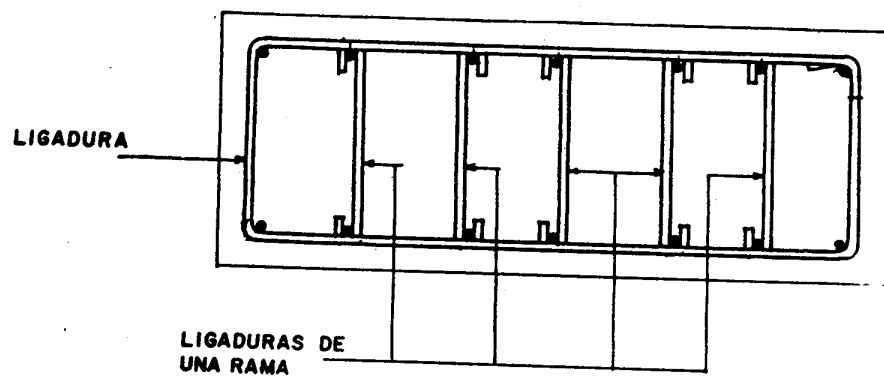


**Figura C-7.10.5 CROQUIS DE SECCIONES DE COLUMNAS
PARA ILUSTRAR LAS DISTANCIAS ENTRE
BARRAS ARRIOSTRADAS LATERALMENTE**

PARTE 4
REQUISITOS GENERALES

PARTE 4 REQUISITOS GENERALES

CAPITULO C-8 ANALISIS Y DISEÑO-CONSIDERACIONES GENERALES

C-8.1 MÉTODOS DE DISEÑO

C-8.1.1 Las disposiciones generales de diseño de estas Normas corresponden al llamado "diseño a la rotura". Este método requiere que las cargas de servicio o las solicitaciones correspondientes se incrementen mediante factores de mayoración de carga o de solicitación especificados para obtener la "resistencia requerida" y que se reduzcan las resistencias nominales calculadas por medio de factores de minoración de resistencia especificados ϕ , definiendo así la llamada "resistencia de diseño".

C-8.2 ACCIONES

C-8.2.3 La estructura primaria definida por el Ingeniero Proyectista será diseñada para resistir en conjunto la totalidad de las cargas laterales supuestas.

Se hace notar que las paredes de mampostería o tabiques que podrían eventualmente colaborar con la estructura primaria para resistir las fuerzas laterales, no deben considerarse en el análisis en cuanto puedan reducir las solicitaciones de la estructura primaria, debido tanto a la incertidumbre del método a emplearse en su construcción como a la posibilidad de ser removidos.

No obstante, cabe señalar que la tabiquería puede incrementar significativamente la rigidez de la estructura y alterar la distribución de las fuerzas internas de la misma. Estos efectos en cuanto sean adversos deben tomarse en cuenta en el análisis estructural.

C-8.2.4 En los últimos años se está prestando creciente atención a estos diferentes efectos, especialmente los de fluencia y retracción del concreto en columnas de estructuras altas (Ref. 8.1) y sobre el procedimiento para incluir en el diseño las fuerzas que resultan de estos efectos.

C-8.3 METODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL

C-8.3.1 Las cargas mayoradas son las cargas de servicio multiplicadas por los apropiados factores de carga. En el método de diseño a la rotura, se emplea el análisis estructural elástico para obtener los momentos flectores, las fuerzas de corte, las reacciones, etc..

C-8.3.3 Los momentos flectores y las fuerzas de corte aproximados dan, en general, valores razonablemente conservadores para las condiciones que se especifican, cuando los miembros que trabajan en flexión son partes de un pórtico u otra construcción continua. En la Figura C-8.3.3 se ilustran esquemáticamente estos valores. Debido a la circunstancia de que los estados de carga que producen los

valores críticos para los momentos flectores en las columnas de pórticos, difieren de los correspondientes a los momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de las columnas deben evaluarse en forma separada. (Véase Sección 8.8.3).

C-8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN MIEMBROS CONTÍNUOS, SOMETIDOS A FLEXIÓN

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las zonas donde se forman las rótulas plásticas. Estas zonas de rótulas plásticas se desarrollan en los puntos de momento negativo máximo (en valor absoluto) y provocan un cambio en el diagrama de momentos del análisis elástico. El resultado usual es una reducción en el valor de los momentos negativos en las zonas de rótulas plásticas y un aumento en los valores de los momentos positivos en relación de los calculados por análisis elástico.

Como los momentos negativos se determinan para una distribución de la carga y los momentos positivos para otra, cada sección tiene una reserva resistente que no se utiliza en su totalidad para ninguna de las condiciones de carga. Las rótulas plásticas permiten utilizar más eficientemente la capacidad de un mayor número de secciones, en un miembro sometido a flexión, bajo la acción de las cargas de agotamiento. Utilizando valores conservadores de deformaciones unitarias máximas para el concreto y de longitudes de rótulas plásticas, obtenidos de numerosos ensayos, se analizaron miembros sometidos a flexión con una pequeña capacidad de rotación, para estudiar redistribuciones de momentos variándolas entre el 10 y 20 por ciento, según el porcentaje del refuerzo. Los resultados fueron conservadores. (Véase la Figura C-8.4). Investigaciones realizadas hasta ahora sobre el tema (Refs. 8.2 y 8.3) apoyan esta conclusión e indican que el agrietamiento y la deflexión de las vigas diseñadas aplicando la redistribución de momentos no son significativamente mayores, para las cargas de servicio, que los de las vigas diseñadas según la distribución de momentos obtenida por el análisis elástico. Además, estos estudios indican que si los miembros satisfacen los requisitos de las Normas para la redistribución de momentos, se puede disponer de una adecuada capacidad de rotación.

La redistribución de momentos no es aplicable para las placas diseñadas según algunos métodos aproximados.

C-8.5 MÓDULOS DE ELASTICIDAD

C-8.5.1 Estudios realizados sobre el módulo de elasticidad del concreto de un peso unitario comprendido entre 1400 y 2500 kgf/m³ (Ref. 8.4) indican que éste se puede representar con una precisión aceptable por la fórmula general propuesta.

C-8.5.2 El valor de $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, para el acero empleado en concreto armado representa un valor aceptado por la práctica a los efectos de diseño, aunque otras normas como el ACI-318-83 recomiendan un valor promedio de $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$.

C-8.6 RIGIDEZ

C-8.6.1 Este Artículo permite el uso de cualquier hipótesis razonable para el cálculo de las rigideces a emplear en el análisis de los pórticos, siempre que dichas hipótesis sean consistentes en todo el análisis estructural. Idealmente, las rigideces EI y GJ deberían reflejar el grado de fisuración y la acción inelástica que haya tenido lugar a lo largo de cada miembro, inmediatamente antes de la cedencia. Sin embargo, la complejidad que implica la selección de estos valores haría antieconómico el análisis estructural de los pórticos. En consecuencia, para los análisis de tipo práctico, se aceptan hipótesis más simples al definir las rigideces a la flexión y a la torsión.

Para pórticos arriostrados se requieren solamente los valores de las rigideces relativas. Las dos hipótesis más comunes en este caso son usar el valor total de EI para todos los miembros o usar la mitad de esta rigidez para las vigas y el valor total para las columnas. La última suposición es más representativa del grado relativo de agrietamiento que corresponde a cargas elevadas. En ambos casos el valor de I para las vigas se refiere a la parte rectangular de las mismas. Los valores de EI para pórticos arriostrados se discuten en las Referencias 8.5 y 8.6.

Para pórticos no arriostrados y cuando se realiza un análisis de segundo orden, es deseable una estimación más exacta de EI . En el Artículo C-10.10 se indican los procedimientos para la selección de EI en este caso.

Las Normas requieren que se haga una suposición razonable de las rigideces relativas en flexión y torsión. Dos condiciones determinan si es necesario incluir la rigidez torsional en el análisis de una estructura dada. La primera condición se refiere a la magnitud relativa de las rigideces en flexión y torsión de los elementos. La segunda considera las funciones que desempeña la torsión en el equilibrio y la compatibilidad de las deformaciones de la estructura. En el caso en que la torsión se requiera para el equilibrio de la estructura (torsión de equilibrio), la rigidez torsional debe incluirse en el análisis. Si la torsión se origina por la rotación de los elementos para satisfacer la compatibilidad de las deformaciones (torsión de compatibilidad), la rigidez torsional puede desprejarse en la mayoría de los casos. Por ejemplo, en el caso de una losa en voladizo empotrada en una viga, se originará una torsión en la viga que es necesaria para el equilibrio y tenemos la llamada torsión de equilibrio. En el caso en que el voladizo se prolonga en un tramo adicional hasta otro apoyo, la viga

estará sometida generalmente a torsión, pero la misma no es indispensable para el equilibrio del sistema. Tendremos en tal caso torsión de compatibilidad. Antes del agrietamiento por torsión la rigidez torsional de vigas rectangulares es del orden del 10 a 20 % de la rigidez en flexión. El agrietamiento por torsión reducirá la rigidez torsional de tales vigas en un 80 a 90 % de manera que ésta se reduce a una fracción pequeña de la correspondiente rigidez en flexión. Debido a ello, usualmente no se considera en el análisis la rigidez torsional de las vigas transversales al pórtico que se analiza. Sin embargo es necesario considerar la rigidez torsional de las vigas de borde tal como se indica en el Capítulo 13.

C-8.7 LUCES DE CÁLCULO

Para el diseño de vigas, los momentos obtenidos en los ejes de las columnas puede reducirse a los momentos correspondientes a las caras de los apoyos. La Referencia 8.7 proporciona un método aceptable para esta reducción de momentos.

En el caso mixto de una viga rígidamente empotrada en un extremo y simplemente apoyada en el otro, la luz de cálculo será igual a la distancia desde la cara del elemento de empotramiento hasta el eje del apoyo opuesto, aumentada en la mitad de la altura de la viga.

C-8.8 ESTRUCTURAS APORTICADAS

Las Normas exigen que las vigas y columnas se diseñen para las cargas que producen las combinaciones más desfavorables. La laboriosidad de los cálculos que implica el cumplimiento estricto de este requisito, justifica la adopción de los métodos simplificados que se establecen en las Secciones 8.3.2, 8.3.3 y en las Subsecciones 8.8.2.1, 8.8.3.1 y 8.8.3.2.

C-8.8.2 Vigas

Las vigas son parte integrante de una estructura monolítica, que en el caso de pórticos de edificios altos constituyen un sistema estructural de un elevado grado de hiperestaticidad. Para reducir la complejidad de los cálculos necesarios para el diseño, obtención de envolventes de los valores de momentos flectores y cortantes definidos por las posiciones más desfavorables de las cargas variables, se permite un análisis simplificado, para el caso de edificios que sean regulares en su estructura y en sus cargas.

El método simplificado permite considerar para el cálculo la parte del pórtico que incluye las vigas de un nivel dado. Las columnas superiores e inferiores que están unidas a las vigas del nivel considerado se suponen empotradas tanto en el piso del nivel inferior como en el superior si lo hubiere. Esta hipótesis no se aplica en el análisis para cargas laterales, para el cual pueden

emplearse métodos simplificados (tal como el método del portal), para obtener los momentos, fuerzas cortantes y reacciones en estructuras simétricas, que satisfacen las hipótesis usadas para tales métodos simplificados. Para estructuras asimétricas o muy altas se deberán usar métodos más rigurosos.

En el análisis para cargas verticales se puede suponer que todas las columnas están empotradas en los extremos alejados y el ingeniero debe investigar las condiciones de distribución de cargas para obtener los casos más desfavorables. La mayoría de los métodos aproximados de análisis son métodos de "primer orden", por cuanto no se incluyen los efectos de las deflexiones y de las deformaciones axiales. Por lo tanto, los momentos de las vigas y de las columnas deben ser amplificados teniendo en cuenta la esbeltez de las columnas, de acuerdo al Artículo 10.11. Como máxima simplificación los valores de los momentos flectores y fuerzas cortantes en las vigas continuas que forman parte de los pórticos, se pueden calcular por las expresiones de la Sección 8.3.3, que permiten obtener en forma rápida y sencilla valores conservadores para el diseño de vigas.

C-8.8.3 Columnas

Las Normas requieren que las columnas se diseñen para las cargas que producen las máximas solicitaciones por combinaciones de cargas axiales y momentos flectores. Para las cargas verticales, lo más general es la combinación de las cargas mayoradas sobre todos los pisos superiores, que producen la fuerza axial máxima, y la sobrecarga mayorada sobre un solo tramo adyacente del entrepiso que se considera (la cual produce el momento máximo que puede acompañar la carga axial máxima). Adicionalmente, se requiere considerar el caso que produce la relación máxima entre el momento y la carga axial. Este es generalmente el caso de distribución de carga del tablero de ajedrez, que en estructuras de edificios altos produce los máximos momentos en las columnas, junto con una carga axial algo menor que la máxima. Debido a la naturaleza no lineal del diagrama de interacción para las columnas, es necesario examinar ambos casos para determinar el más desfavorable que regirá el diseño de la columna.

En las estructuras donde la distribución de la carga y el tipo del sistema estructural produce la flexión desviada en miembros comprimidos, debe considerarse el efecto de los momentos correspondientes a cada eje principal.

En las Referencias 8.8 a 8.11 se describen los procedimientos de diseño para la flexión desviada. Como máxima simplificación, y siempre que se satisfagan las condiciones expresadas en la Sección 8.3.3, se podrán calcular los momentos en las columnas debidos a la acción de las cargas verticales, mediante la aplicación de las fórmulas dadas.

C-8.9 VIGAS T

Este Artículo contiene disposiciones limitando las dimensiones que deben considerarse en los cálculos de resistencia en flexión. Para las rigideces a tomarse en cuenta en el análisis estructural, véase el Artículo C-8.6. En la Sección 11.5.1 se establecen disposiciones especiales relacionadas con la torsión en vigas T y en otros elementos con alas.

C-8.10 ENTREPISOS NERVADOS

Las limitaciones referentes a dimensiones y separaciones máximas para entrepisos nervados de concreto, que cumplen los requisitos de las Secciones 8.10.1 a 8.10.3, se basan en el comportamiento satisfactorio en el pasado.

C-8.10.3 Para estos elementos secundarios, relativamente pequeños, se justifican las limitaciones en la separación máxima de los nervios por las disposiciones especiales que permiten mayores resistencias al corte y un menor recubrimiento para el refuerzo. La separación de 75 cm entre nervios se basa en la experiencia de la práctica corriente y en las recomendaciones al respecto de las Normas ACI 318-83.

C-8.10.8 En relación a otros elementos se permite un aumento del 10 % en la resistencia al corte del concreto para los nervios. Este aumento se justifica en base a:

1. Un comportamiento satisfactorio de las construcciones de entrepisos nervados diseñados según normas anteriores, que permitían esfuerzos cortantes comparables a la resistencia al corte incrementada en un 10 %.
2. La distribución de elevadas sobrecargas locales entre varios nervios adyacentes que es posible por la pequeña separación y luces relativamente grandes de los nervios conjuntamente con el cumplimiento de los requisitos de las Secciones 8.10.2 y 8.10.3.

C-8.10.9 La longitud no arriostrada de los nervios se refiere a la distancia entre los nervios transversales y entre éstos y el borde de los macizados si los hubiere.

C-8.11 REVESTIMIENTO DE PISOS

Las Normas no especifican un espesor adicional para el caso de superficies sujetas a condiciones de desgaste poco usuales. Se deja a discreción del proyectista la decisión sobre el incremento del espesor para estos casos.

REFERENCIAS

- 8.1 Fintel, M., "Effects of Column Creep and Shrinkage in Tall Structures - Prediction of Inelastic Column Shortening", ACI Journal, Proceedings V. 66, N° 12, diciembre, 1969, págs. 957-967.
- 8.2 Cohn, M. Z., "Rotational Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams", Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, (SP-12) American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Detroit, 1965, págs. 143-180.
- 8.3 Mattock, A. H., "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams", Proceedings, Institution of Civil Engineers (London), V. 13, 1959, págs. 35-46.
- 8.4 Pauw, Adrian, "Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density", ACI Journal, Proceedings, V. 32, N° 6, diciembre 1960, págs. 679-687.
- 8.5 Okamura, H., et al., "Elastic Frame Analysis - Corrections Necessary for Design of Short Concrete Columns in Braced Frames", ACI Journal, Proceedings V. 67, noviembre 1970, págs. 894-897.
- 8.6 MacGregor, J. G., Discussion of "Determination of Effective Length Factors for Slender Concrete Columns", ACI Journal, Proceedings V. 70, mayo 1973, pág. 370.
- 8.7 "Continuity in Concrete Building Frames", Portland Cement Association, Skokie, EB033D, 1959, 56 págs.
- 8.8 Weber, D. C., "Ultimate Strength Design Charts for Columns with Biaxial Bending", ACI Journal, Proceedings V. 63, N° 11, noviembre 1966, págs. 1205-1230.
- 8.9 Parme, A. L.; Nieves, J. M.; y Gouwens, A., "Capacity of Reinforced Rectangular Columns Subjected to Biaxial Bending", ACI Journal, Proceedings V. 63, N° 9, septiembre 1966, págs. 911-923.
- 8.10 Gouwens, A. J., "Biaxial Bending Simplified", Reinforced Concrete Columns, ACI Publication SP-50, págs. 233-262, American Concrete Institute, Detroit, 1975, 313 págs.
- 8.11 Park, R., y Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley y Sons, New York, 1975.

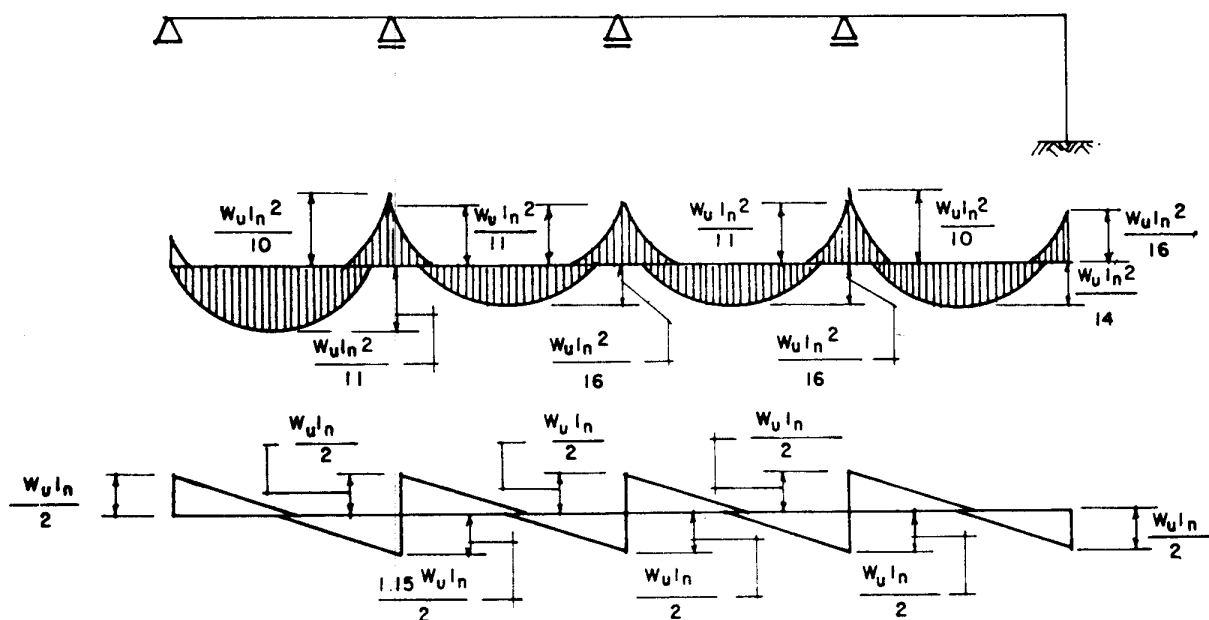


Figura C-8.3.3 MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS DE CORTE APROXIMADOS, PARA VIGAS Y LOSAS CONTINUAS

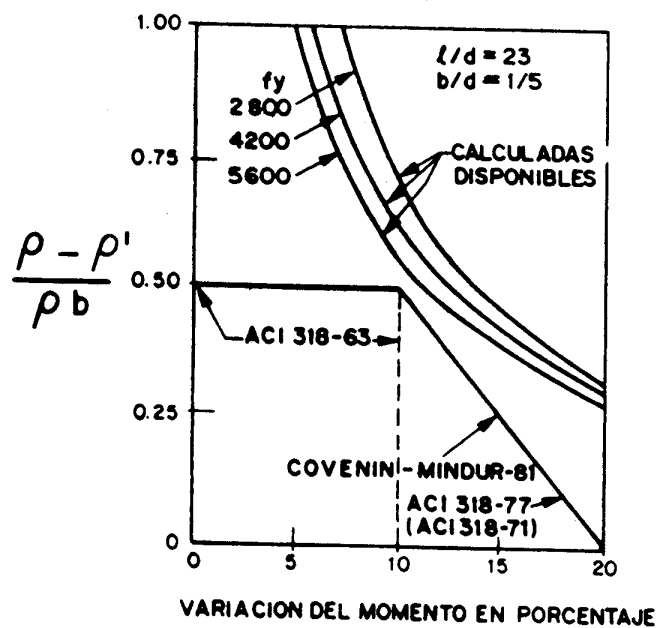


Figura C-8.4 REDISTRIBUCION PERMISIBLE DE MOMENTOS PARA LA CAPACIDAD MINIMA DE ROTACION.

CAPITULO C-9 REQUISITOS PARA LA RESISTENCIA Y LAS CONDICIONES DE SERVICIO

C-9.1 GENERALIDADES

C-9.1.1 Las disposiciones del Capítulo 9 proveen las bases para satisfacer la resistencia y las condiciones de servicio de los miembros de concreto armado que se dimensionan aplicando el método de diseño a la rotura. Las Normas requieren que la resistencia sea adecuada para que los miembros soporten las cargas mayores y también que quede asegurado el buen comportamiento de la estructura en condiciones de servicio.

Los requisitos básicos para el diseño a la rotura pueden expresarse en la siguiente forma: (Refs. 9.1 a 9.3).

$$\begin{aligned} \text{Resistencia requerida} &\leq \text{Resistencia de diseño} \\ U &\leq \phi [\text{Resistencia nominal}] \end{aligned}$$

En este método de diseño el margen de seguridad estructural se provee en dos formas:

1. La "resistencia requerida" U se calcula multiplicando las cargas de servicio por factores de mayoración, para contrarrestar los efectos de cargas superiores a las previstas que pueden originar sobrecargas excesivas, o hipótesis simplificadoras en el análisis estructural (Refs. 9.1 y 9.2). Así por ejemplo, para aplicar la fórmula básica (9-1) para las cargas permanentes y variables:

$$U = 1.4 C_P + 1.7 C_V$$

En el caso del momento flector, el momento mayorado M_u o "Resistencia requerida a momento flector" se calcula así:

$$M_u = 1.4 M_{CP} + 1.7 M_{CV}$$

donde M_{CP} y M_{CV} son los momentos debidos a las cargas de servicio permanentes y variables. Análogamente para fuerzas cortantes:

$$V_u = 1.4 V_{CP} + 1.7 V_{CV}$$

En el Artículo C-9.2 se presenta una discusión más detallada sobre la resistencia requerida y en el Capítulo C-2, su definición y notaciones correspondientes.

2. La "resistencia de diseño" de un elemento estructural se calcula multiplicando la "Resistencia nominal" por el factor de minoración de resistencia ϕ , el cual es menor que la unidad. El factor de minoración de resistencia toma en cuenta la incertidumbre en los cálculos y la importancia relativa de varios tipos de miembros.

Así mismo considera la posibilidad de que pequeñas variaciones adversas en las resistencias de los materiales, en la calidad de mano de obra, y en las dimensiones que si bien individualmente estarían dentro de los límites y tolerancias aceptables, pueden combinarse y originar una resistencia insuficiente (Refs 9.1 y 9.2). La "resistencia nominal" se calcula según estas Normas, suponiendo que el miembro tendrá exactamente las dimensiones y las propiedades de los materiales especificados en el proyecto (Ref. 9.4). Así por ejemplo, la resistencia de diseño a flexión de una sección simplemente armada puede expresarse como:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

La resistencia de diseño y el factor de minoración de resistencia ϕ se tratan con más detalles en el Artículo C-9.3.

Cuando se combinan estos dos aspectos de seguridad, los requisitos básicos para el diseño de la sección de una viga, pueden plantearse en la siguiente forma:

$$\text{Resistencia requerida} \leq \text{Resistencia de diseño}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$1.4 M_{CP} + 1.7 M_{CV} \leq \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Similarmente, para la resistencia al corte de una viga de concreto de peso normal, el requisito básico para el diseño a la rotura puede plantearse en la siguiente forma:

$$\text{Resistencia requerida} \leq \text{Resistencia de diseño}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n \leq \phi (V_c + V_s)$$

$$1.4 V_{CP} + 1.7 V_{CV} \leq \phi \left(0.53 \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_v f_y d}{s} \right)$$

En estas Normas el subíndice u , tal como aparece en M_u , P_u y V_u , se refiere solamente a valores de resistencia requerida. Los valores de resistencia de diseño se representan como ϕ veces la resistencia nominal, como en el caso de ϕM_n , ϕP_n y ϕV_n .

C-9.1.2 El objetivo de las Normas no es solamente establecer las reglas que permiten obtener una resistencia adecuada sino también un comportamiento satisfactorio bajo las condiciones de servicio.

Para el caso de la flexión, las disposiciones especiales para las condiciones de servicio incluyen las concernientes al control de las flechas y la fisuración (Ref. 9.2). Con el uso creciente de materiales de alta resistencia y de métodos más refinados de diseño, que dan por resultado alturas de secciones algo menores que las usadas en el pasado, se torna mucho más importante la

consideración de las flechas bajo las cargas de servicio.

Para solicitaciones que no sean momentos flectores, los requisitos de resistencia y las disposiciones generales de diseño tienen por objeto proporcionar un comportamiento satisfactorio para las cargas de servicio.

C-9.2 RESISTENCIA REQUERIDA

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas o las correspondientes solicitaciones. Las cargas mayoradas son las cargas de servicio especificadas en las Normas de "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones", COVENIN-MINDUR 2002 vigentes, multiplicadas por los factores de carga apropiados. Como las acciones sísmicas prescritas en las Normas "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756 vigentes, están asociadas a los estados de agotamiento resistente, no es necesario mayorar los efectos por sismo. (Refs. 9.1 y 9.2).

El proyectista puede multiplicar las cargas de servicio por los factores de mayoración o multiplicar las solicitaciones de servicio por estos factores. Por ejemplo, para el cálculo de momentos debidos a las cargas permanentes y variables ($U = 1.4 C_P + 1.7 C_V$) el proyectista puede escoger entre las dos alternativas siguientes:

1. Determinar $w_u = 1.4 w_{CP} + 1.7 w_{CV}$ y luego calcular los momentos resultantes M_u .
2. Calcular los momentos debidos a la carga permanente y a la variable, y luego obtener el momento mayorado:

$$M_u = 1.4 M_{CP} + 1.7 M_{CV}$$

Según el principio de superposición ambos procedimientos producen el mismo resultado. En los casos en que la superposición no es aplicable, tales como el análisis estructural de segundo orden de pórticos, es necesario amplificar las cargas antes de la determinación de las solicitaciones.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de exactitud con que pueda calcularse el efecto de la carga que es factible que se produzca durante la vida útil de la estructura y por la forma en que se definen cargas en la norma respectiva. Por la primera razón las cargas permanentes tienen asignados factores más reducidos que las cargas variables.

Estas Normas establecen factores de mayoración para combinaciones usuales de cargas tomando en consideración la probabilidad de ocurrencia simultánea, pero esto no implica que están considerados todos los casos.

Al determinar U para combinaciones de cargas, es necesario dar la debida atención a los signos, pues un tipo de carga puede producir efectos de sentido opuesto a los de otros. Las combinaciones de carga donde aparece el término

0.9 CP se incluyen específicamente para considerar los casos donde una carga permanente más elevada reduce los efectos de otras cargas.

Se debe considerar varias combinaciones de cargas para determinar la condición más crítica para el diseño. Esto es particularmente necesario cuando la resistencia depende de más de una sollicitación, como es el caso de la resistencia para la acción combinada de carga axial con momento o con fuerza cortante.

Si en la resistencia de ciertos miembros, por circunstancias especiales, se requiere una confiabilidad mayor de la acostumbrada, puede ser conveniente alguna reducción en los factores de minoración de resistencia ϕ o un incremento en los factores de mayoración.

C-9.2.5 Esta Sección considera específicamente las acciones debidas al peso y la presión de los líquidos. Cuando los fluidos tienen densidades bien definidas y las alturas máximas son controlables, se aplica a las acciones correspondientes un factor de mayoración de 1.4, equivalente al usado para las cargas permanentes, a pesar de que se trata de acciones variables. De esta manera se reconoce que la probabilidad de sobrecargas una estructura por efecto de tales acciones es pequeña.

Estos factores reducidos no serían apropiados para los casos en que existe incertidumbre en el valor de las presiones, como ocurre, por ejemplo, con las presiones debidas a aguas subterráneas, o cuando hay incertidumbre sobre la posible altura máxima del líquido.

C-9.2.6 Cuando pueda haber impacto, como en el caso de plataformas de carga, pisos de depósitos, torres de ascensores, etc. deben considerarse sus efectos, y las cargas de impacto deben incluirse con las cargas variables en todas las fórmulas de resistencia requerida, sustituyéndose CV por (CV + impacto).

C-9.2.7 El proyectista debe considerar el efecto de los asentamientos diferenciales, la fluencia, la retracción y los cambios de temperatura cuando sea necesario. La ecuación (9-11) tiene por objeto evitar que el diseño aplicando la Fórmula (9-10):

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.4 T + 1.7 CV)$$

se aproxime a:

$$U = 1.05 (CP + T)$$

cuando la carga variable sea despreciable.

C-9.2.8 Para el caso de edificios cuyas cargas variables están dentro de los límites establecidos en la Sección 9.2.8, al unificar los coeficientes de mayoración para cargas permanentes y variables, se ~~simplifica~~ notablemente los cálculos sin apreciable diferencia en los resultados.

La expresión "evaluación realista" se emplea para indicar que se usarán preferiblemente los valores más probables de las variables en lugar de sus límites superiores.

C-9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

C-9.3.1 La resistencia de diseño de un miembro, tal como se usa en estas Normas, es la resistencia nominal, calculada de acuerdo a las disposiciones e hipótesis estipuladas en estas Normas y multiplicada por un factor de minoración de resistencia ϕ , que es siempre menor que la unidad. Las reglas para calcular la resistencia "nominal" de un miembro se basan en los estados límites aplicables de esfuerzo, deformación, fisuración o trituración y están acordes con los resultados de las investigaciones para cada tipo de acción estructural.

El propósito del factor de minoración de resistencia ϕ es considerar los siguientes factores:

1. La probabilidad de una deficiencia en la resistencia debida a la variación en la calidad de los materiales y en las dimensiones.
2. Las inexactitudes de las fórmulas de diseño.
3. El grado de ductilidad y la confiabilidad que requieren los miembros bajo las acciones que se consideran.
4. La importancia del miembro en la estructura (Refs. 9.1 y 9.2). Por ejemplo, para las columnas se usa un ϕ inferior al de las vigas porque las columnas tienen usualmente menos ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto y por lo general la falla de una columna tiene consecuencias más desfavorables que la falla de una viga. Por otra parte a las columnas zunchadas se le asigna un ϕ mayor que a las columnas con ligaduras, puesto que tienen mayor ductilidad y más resistencia a cargas repetidas.

C-9.3.2 El concepto y uso de los factores de minoración de resistencia se explican en la Sección C-9.1.1.

Para miembros sometidos a flexocompresión las resistencias de diseño se determinan multiplicando tanto P_n como M_n por el factor ϕ apropiado, que es igual para ambos. Para los miembros sometidos a flexión y a carga axial relativamente pequeña, la falla se inicia por la cedencia de la armadura. A medida que decrece la carga axial, la falla se produce de una manera más dúctil, la dispersión en la resistencia es menor y consecuentemente la misma se puede predecir con mayor precisión. Por lo tanto es razonable permitir un aumento en el factor ϕ en el caso de cargas axiales pequeñas, respecto al requerido para miembros fuertemente comprimidos. Cuando la carga axial se anula y el miembro está sometido a la flexión pura, el factor de reducción de resistencia ϕ alcanza el valor 0.90. Para tomar en cuenta un comportamiento más dúctil a medida que se reduce

la carga axial se permite un factor ϕ variable. Este puede incrementarse a partir del valor que corresponde a miembros comprimidos (0.70 o 0.75), hasta el que se especifica para flexión pura (0.90).

Se ha seleccionado el valor $0.10 f'_c A_g$ para la resistencia de diseño a carga axial ϕP_n por debajo del cual el factor ϕ puede ser aumentado sin afectar la seguridad, para la mayoría de los miembros comprimidos. Este valor puede usarse para secciones con armaduras simétricas siempre que f_y no exceda de 4200 kgf/cm² y la distancia γh , distancia entre A_s y A'_s , no sea menor de $0.7h$. Cuando se satisfacen las limitaciones para γ y f_y no es necesario el cálculo de la carga balanceada P_b . En los demás casos P_b debe calcularse para determinar el valor de ϕP_n por debajo del cual se puede incrementar ϕ .

La Figura C-9.3.2 ilustra la variación de ϕ para miembros comprimidos con armadura simétrica que satisfacen los límites γ y f_y establecidos. Esta Figura también puede usarse para cualquier miembro cuando el valor de P_b es mayor que $0.10 f'_c A_g$.

En todos los casos donde hay tracción axial, con o sin flexión; se autoriza el valor $\phi = 0.9$.

En el caso de secciones rectangulares con armaduras únicamente en dos caras opuestas y con recubrimientos similares, la resistencia nominal a carga axial en las condiciones de deformación balanceada P_b puede calcularse así:

$$P_b = 0.85 f'_c b a_b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

donde:

$$a_b = \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right) \beta_1 d$$

$$f'_s = 6300 - \frac{d'}{d} (6300 + f_y) \leq f_y$$

Para otras secciones y disposiciones de armaduras, la mayoría de los ábacos y tablas para el cálculo de columnas suministran los valores de P_b , definiendo las condiciones de deformación balanceada, cuando la barra más tracciona da entra en cedencia.

C-9.3.3 La longitud de desarrollo para la armadura no requiere una minoración de resistencia, puesto que un factor de 0.85 se usó al desarrollar las ecuaciones básicas. Similarmente no se requiere factores ϕ para solapes de barras puesto que las longitudes de empalme se expresan en múltiplos de las longitudes de desarrollo.

C-9.4 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA LA ARMADURA

Se establece un límite superior de 5600 kgf/cm^2 para la resistencia cedente de aceros de refuerzo. Se optó por recomendar este límite de resistencia dado que la deformación del acero para el esfuerzo de 5600 kgf/cm^2 es aproximadamente igual a la deformación de agotamiento del concreto en compresión. El uso de acero de mayor resistencia requeriría la aplicación de restricciones adicionales.

En la Sección 11.4.2, la Subsección 11.5.7.4, la Sección 11.6.6, y la Subsección 18.1.3.2 se establecen limitaciones adicionales sobre la resistencia cedente, fijando el f_y máximo en 4200 kgf/cm^2 .

Las disposiciones referentes a flechas del Artículo 9.5 y las limitaciones en la distribución de la armadura de flexión del Artículo 10.6 se tornan más críticas a medida que f_y aumenta.

C-9.5 CONTROL DE LAS FLECHAS

Las disposiciones del Artículo 9.5 se refieren a flechas o deformaciones que pueden producirse bajo las cargas de servicio (Ref. 9.6). Cuando se calculan las deformaciones a largo plazo, solo es necesario considerar la carga permanente y aquella parte de la carga variable que se aplica en forma sostenida.

Se dan dos métodos para el control de las flechas. Para las vigas y losas armadas en una dirección y para miembros compuestos, las disposiciones de una altura o espesor total mínimo, como se requiere en la Tabla 9.5(a), cumplirán los requisitos de estas Normas en el caso de miembros que no soportan ni están unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes deformaciones.

Para miembros que no cumplen estos requisitos de espesor mínimo o los que soportan o están unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas, las mismas deben calcularse por los procedimientos descritos o a los que se hace referencia en las secciones apropiadas de las Normas, estando siempre limitadas por los valores de la Tabla 9.5(b).

Para los sistemas estructurales armados en dos direcciones, el espesor mínimo que se exige en las Subsecciones 9.5.3.1, 9.5.3.2 y 9.5.3.3 satisface los requisitos de estas Normas.

C-9.5.2 Elementos Armados en una Dirección

C-9.5.2.1 Las alturas y espesores mínimos de la Tabla 9.5(a) corresponden a vigas y losas armadas en una dirección (Sección 9.5.2) y a miembros mixtos (Sección 9.5.4). Estos valores mínimos pueden utilizarse en lugar del cálculo de las flechas sólo para estos tipos de miembros, y únicamente cuando los mismos no soportan ni están unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados

por estas flechas. Los valores mínimos de la Tabla 9.5(a) deben ser modificados si se usa concreto que no es de peso normal y armadura que no es del Grado 42.

Para el caso de miembros contruídos con concreto liviano y/o con armaduras que tienen una resistencia cedente diferente de 4200 kgf/cm^2 se deben aplicar las correcciones indicadas en los párrafos (a) y (b).

La modificación para el concreto liviano del párrafo a. se basa en los estudios de resultados y discusiones de la Referencia 9.7. No se da la corrección para concretos con pesos unitarios entre 1900 y 2400 kgf/m^3 , puesto que para este intervalo el factor de corrección sería próximo a la unidad.

La modificación para la resistencia cedente del párrafo b. se basa en criterios así como en experiencia y estudio de resultados de ensayos. La expresión simple que se da es aproximada, pero debe conducir a resultados conservadores para los tipos de miembros considerados en la tabla para las cuantías típicas de armadura y para valores de f_y entre 2800 y 5600 kgf/cm^2 .

Si los espesores o alturas mínimas que se obtienen con esta Tabla se consideran excesivos, el proyectista tiene la opción de calcular las flechas de acuerdo a las Secciones 9.5.2 y 9.5.4.

Aun cuando los espesores mínimos de la Tabla 9.5(a) son válidos cuando las losas no soportan elementos susceptibles de ser dañados por grandes flechas la experiencia muestra que las losas nervadas tradicionales con bloques de relleno aligerados de arcilla o concreto tienen un comportamiento satisfactorio en relación a las flechas, si se cumple con los espesores mínimos de la Tabla 9.5(a) aún cuando las losas soporten tabiques del tipo tradicional de bloques de arcilla.

C-9.5.2.2 Para el cálculo de las flechas instantáneas de vigas prismáticas no fisuradas pueden aplicarse los métodos o fórmulas usuales para las deformaciones elásticas, con un valor constante de $E_c I_g$ a lo largo de la viga. Sin embargo, si la viga se fisura en una o más secciones o si la altura es variable a lo largo de la luz, se hace necesario un cálculo más exacto.

C-9.5.2.3 Se seleccionó el procedimiento para el cálculo del momento de inercia efectivo I_e descrito en estas Normas, y desarrollado en la Referencia 9.8, por ser relativamente simple y suficientemente exacto para su uso en el control de las flechas, con los valores de la Tabla 9.5(a) (Refs. 9.9 a 9.11). El momento de inercia efectivo fue desarrollado para proveer una transición entre los límites superior e inferior de I_g e I_{cr} como una función del grado de fisuración, expresado en forma del cociente M_{cr}/M_a (Ref. 9.8).

Para la mayoría de los casos prácticos I_e será menor que I_g , que solamente considera la sección total del concreto. Sin embargo, en los miembros fuertemente armados el valor de I_e será aproximadamente igual a I_{cr} , y este último, en algunos casos, (por ejemplo Secciones T) hasta puede ser superior a I_g .

Para diferentes niveles de carga o momento, la flecha se debe calcular en cada caso usando el momento de inercia efectivo de la Fórmula (9-12) para el nivel de carga que se esté considerando, ya sea el debido a la carga permanente, ó a la carga permanente más la carga variable. Los incrementos de la flecha, para diferentes etapas de carga, se obtendrán como la diferencia entre las flechas calculadas para las cargas acumuladas de cada etapa.

Para concretos de peso normal, el valor f_r que se requiere para el cálculo del momento de fisuración, se obtiene por la Fórmula $2\sqrt{f'_c}$. Para concretos "totalmente livianos" y concretos "livianos con arena" se dan factores modificadores, basados en la resistencia a la tracción indirecta, f_{ct} . Para agregados livianos de una misma procedencia se debe tener presente, que los valores apropiados de f_{ct} deben obtenerse previamente al diseño, pero para la aceptación subsecuente del concreto durante la construcción no se requieren ensayos adicionales para determinar f_{ct} . Los ensayos normales de resistencia a la compresión proporcionan un control indirecto del valor de f_{ct} .

C-9.5.2.4 Para miembros continuos, el procedimiento de las Normas sugiere un simple promedio de los valores de I_e para las secciones correspondientes a los momentos positivos y negativos. En cálculos aproximados de la flecha de miembros con sección constante se considera satisfactorio el uso de las propiedades de la sección en el centro de la luz, por cuanto la rigidez en esa sección, incluyendo el efecto de la fisuración, tiene una influencia dominante en las flechas (Refs. 9.6, 9.12 y 9.13).

Resultados un poco más exactos se pueden obtener para los miembros continuos de sección constante o variable, usando un promedio ponderado de las propiedades de la sección tal como se indica a continuación: (Refs. 9.12 y 9.14).

Vigas con ambos extremos continuos:

$$I_e = 0.70 I_m + 0.15 (I_{e1} + I_{e2}) \quad (1)$$

Vigas con extremo continuo:

$$I_e = 0.85 I_m + 0.15 (I \text{ extremo continuo}) \quad (2)$$

donde I_m se refiere al I_e a mitad de la luz, I_{e1} e I_{e2} se refieren al I_e en los respectivos extremos de la viga. Para el cálculo de I_e tanto para momentos positivos como los negativos se deben usar las envolventes de momentos. Para una sola carga concentrada de elevada magnitud se debe usar solamente el valor del momento de inercia efectivo I_e en el centro de la luz.

Para la flecha máxima de voladizos y para la flecha en el centro de la luz de vigas simplemente apoyadas y continuas, la flecha instantánea a_i puede calcularse por medio de la siguiente fórmula elástica:

$$a_i = K (5/48) M l^2 / E_c I_e \quad (3)$$

donde M es el momento en el apoyo para los voladizos y el momento en el centro de la luz para las vigas simplemente apoyadas y continuas. El coeficiente K toma los siguientes valores en el caso de carga uniformemente distribuido (Ref. 9.14):

Para voladizos: $K = 2.4$

Para elementos simplemente apoyados: $K = 1.0$

Para tramos continuos: $K = 1.20 - 0.20 (M_o/M_m)$

donde M_m es el momento en centro de la luz y M_o es el momento correspondiente al tramo simplemente apoyado con la misma luz y carga. En el caso de voladizos, se debe también incluir la flecha debida a la rotación en el apoyo. Para otros tipos de carga, véase las Referencias 9.6, 9.14 y 9.15.

C-9.5.2.5 La retracción y la fluencia debida a las cargas sostenidas producen flechas adicionales a las instantáneas. Estas flechas adicionales son llamadas "flechas a largo plazo" y normalmente exceden el valor de las instantáneas. Ellas son influenciadas por la temperatura, la humedad, condiciones de curado, edad del concreto para el momento en que se aplica la carga, cantidad de la armadura a compresión, magnitud de la carga sostenida y otros factores. Aunque ningún procedimiento simple puede tomar en cuenta todos estos factores, la expresión dada en esta Sección se considera satisfactoria cuando se usa en conjunto con los métodos dados en estas Normas para el cálculo de las flechas instantáneas, y con los límites especificados en la Tabla 9.5(b) (Ref. 9.16). También puede realizarse un análisis más riguroso basado en una información más amplia, tal como la proporcionada en las Referencias 9.11 y 9.17.

Se debe hacer notar que la flecha calculada de acuerdo con esta Sección es la flecha adicional a largo plazo debida a la carga permanente y a aquella parte de la carga variable que sea mantenida por un período suficientemente largo como para causar flechas significativas. Estas flechas se calculan multiplicando la flecha instantánea causada por la carga sostenida que se considera, por el factor λ de la Fórmula (9-15).

La Fórmula (9-15) fue desarrollada empíricamente en la Ref. 9.18 en base a datos sobre flechas para vigas rectangulares, vigas T y en cajón, de las Refs. 9.6, 9.19 y 9.20.

La Fórmula (9-15) para λ se presenta como el cociente de dos factores: un factor ξ que depende del tiempo, y otro, $(1 + 50\rho')$ que considera las propiedades de la sección.

Para cargas sostenidas durante un período de 5 años o más se toma el valor de $\xi = 2.0$. Cuando los períodos de carga son menores, para determinar

§ puede usarse la curva de la Figura C-9.5 (Ref. 9.16).

El efecto de la armadura en las deformaciones a largo plazo se toma en cuenta en la Fórmula (9-15) por medio de la cuantía de la armadura en compresión ρ' , y no a través de la relación A'_s/A_s como se hacía en la versión anterior de estas Normas. La expresión usada en esa versión puede sobrevaluar el efecto de la armadura en compresión, y en consecuencia subestimar las flechas a largo plazo.

Cuando se desea considerar la retracción y la fluencia separadamente, se pueden usar las fórmulas aproximadas que se dan en las Referencias 9.8, 9.9, 9.14 y 9.18.

C-9.5.2.6 La Tabla 9.5(b) es el resultado de los esfuerzos del Comité 318 del ACI para simplificar el extenso conjunto de limitaciones que hubieran sido necesarias para cubrir todos los posibles tipos de construcción y condiciones de carga (véase la Referencia 9.10). Se hace notar que para miembros que soportan o están unidos a otros elementos, las limitaciones dadas en esta Tabla sólo se refieren a los casos en que los elementos soportados o unidos, no sean estructurales. En aquellas estructuras en las cuales sus miembros sean susceptibles de ser afectados adversamente en su resistencia por las flechas o la deformación de otros miembros estructurales, estas flechas y las fuerzas resultantes deben considerarse en forma explícita en el análisis y diseño, tal como se requiere en la Sección 9.5.1.

Cuando se calculan las flechas a largo plazo puede restarse la componente de las flechas que ocurra con anterioridad a la unión de los elementos no estructurales. Para los miembros de dimensiones y formas usuales, al hacer esta corrección pueden aplicarse la curva de la Figura C-9.5.

C-9.5.3 Sistemas Estructurales Armados en Dos Direcciones

C-9.5.3.1, C-9.5.3.2 y C-9.5.3.3 En los sistemas estructurales armados en dos direcciones de los tipos considerados en el Capítulo 13 no es necesario calcular las flechas si se cumplen los requisitos sobre el espesor mínimo total de la Sección 9.5.3. Las Fórmulas (9-16), (9-17) y (9-18) proporcionan un espesor total consistente con el obtenido por la experiencia, para lograr un control satisfactorio de flechas para placas sin vigas, con o sin ábacos, y para placas convencionales armadas en dos direcciones, soportadas por vigas rígidas ($\alpha_m > 2$). Las fórmulas proporcionan la transición de placas sobre vigas a placas sin vigas, e incluyen un término para ajustar el espesor en función de la resistencia cedente f_y de la armadura. La influencia de la resistencia cedente de la armadura en estas fórmulas es diferente de la considerada en párrafo b. de la Subsección 9.5.2.1, puesto que se ha observado que el grado de fisuración en placas armadas en dos direcciones es menor que en vigas y losas armadas en una dirección. Por

consiguiente es menor la influencia del esfuerzo o deformación del acero, en la rigidez del elemento. Esta conclusión y la forma de la expresión que considera la resistencia cedente en las Fórmulas 9-16, 9-17 y 9-18, son consecuencia del estudio de los resultados de numerosos ensayos sobre placas de entrepiso, descritos en las referencias que se citan en el Capítulo C-13.

C-9.5.3.4 El cálculo de las flechas de placas es complicado aún cuando se suponga un comportamiento lineal y elástico. Para las deflexiones instantáneas pueden usarse los valores de E_c e I_e que se especifican en la Subsección 9.5.2.3 (Ref. 9.11). Sin embargo, pueden usarse otros métodos y otros valores de la rigidez EI si ellos llegan a predicciones de la flecha que concuerdan razonablemente con los resultados de ensayos representativos, como por ejemplo, el que se describe en la Referencia 9.21.

Dado que los datos disponibles sobre ensayos de flechas a largo plazo son limitados para justificar métodos de cálculo elaborados, se requiere que la flecha adicional a largo plazo para sistemas armados en dos direcciones sea calculada utilizando el factor dado en la Subsección 9.5.2.5.

C-9.5.4 Construcción Compuesta

Puesto que fueron utilizados pocos ensayos para estudiar las flechas instantáneas y a largo plazo de miembros compuestos, las reglas que se dan en las Subsecciones 9.5.4.1 y 9.5.4.2 se basan en criterios del Comité 318 del ACI y en la experiencia.

Las flechas de miembros compuestos, no pretensados, deben calcularse y compararse con los valores límites de la Tabla 9.5(b), sólo en el caso en que el espesor del miembro o de la parte prefabricada del mismo sea menor que el espesor mínimo dado en la Tabla 9.5(a). En las construcciones no apuntalados el espesor a tener en cuenta depende de la flecha que se está considerando, sea anterior o posterior al momento en que la acción compuesta se haga efectiva. (En el Capítulo 17 se establece que es necesario hacer distinción entre los miembros apuntalados y los que no lo estén. Esto se refiere al cálculo de la resistencia y no al de las flechas).

REFERENCIAS

- 9.1 MacGregor, J. G., "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete", Canadian Journal of Civil Engineering, V. 3, N° 4, diciembre 1976, págs. 484-513.
- 9.2 Winter, G., "Safety and Serviceability Provisions in the ACI Building Code", Concrete Design: U.S and European Practice, SP-59, American Concrete Institute, Detroit 1979, págs. 35-49.

- 9.3 Cornell, C. A., "A Probability Based Structural Code", ACI Journal, Proceedings, V. 66, N° 12, diciembre 1969, págs. 974-985.
- 9.4 Allen, E. D., "Probabilistic Study of Reinforced Concrete in Bending", ACI Journal, Proceedings, V. 67, N° 12, diciembre 1970, págs. 989-993.
- 9.5 Designing for Effects of Creep, Shrinkage, and Temperature in Concrete Structures, SP-27, American Concrete Institute, Detroit, 1971, 430 págs.
- 9.6 Deflections of Concrete Structures, (SP-43), American Concrete Institute, Detroit, 1974, 637 págs.
- 9.7 ACI Committee 213, "Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete", (ACI 213R-79) American Concrete Institute, Detroit, 1979, 30 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.
- 9.8 Brason, Dan, E., "Instantaneous and Time-Dependent Deflections on Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams", Informe N° 7 de HPR, Parte 1, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, agosto 1965, págs. 1-78.
- 9.9 ACI Committee 435, "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members", (ACI 435.2R-66) (Ratificada en 1979), ACI Journal, Proceedings, V. 63, N° 6, junio 1966, págs. 637-674. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4, American Concrete Institute, Detroit.
- 9.10 Subcommittee 1, ACI Committee 435, "Allowable Deflections", (ACI 435.3R-68, ratificada en 1979), ACI Journal, Proceedings, V. 65, N° 6, julio 1968, págs. 433-444. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Part 3, American Concrete Institute, Detroit.
- 9.11 Subcommittee 2, ACI Committee 209, "Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures", (ACI 209R-82), Designing for the Effects of Creep, Shrinkage, and Temperature in Concrete Structures, (SP-27), págs. 51-93, American Concrete Institute, Detroit, 1971.
- 9.12 ACI Committee 435, "Deflections of Continuous Concrete Beams", (ACI 435), (ACI 435.5R-73), American Concrete Institute, Detroit, 1973, 7 págs. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.
- 9.13 ACI Committee 435, "Proposed Revisions by Committee 435 to ACI Building Code and Commentary Provisions on Deflections", ACI Journal, Proceedings V. 75, N° 6, junio 1978, págs. 229-238.
- 9.14 Pranson, Dan E., "Deformation of Concrete Structures", McGraw-Hill Book Co., New York, 1977, 546 págs.

- 9.15 Filing, Russell, S., "Deflections", Handbook of Concrete Engineering, Mark Fintel, Editor. Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1973, págs. 44-54.
- 9.16 Yu, W. W. y Winter, G., "Instantaneous and Long-Time Deflections of Reinforced Concrete Beams under Working Loads", ACI Journal, Proceedings, V. 57, N° 1, julio 1960, págs. 29-50.
- 9.17 Subcommittee 5, ACI Committee 435, "Deflections of Prestressed Concrete Members", (ACI 435.1R-63; ratificada en 1979), ACI Journal, Proceedings V. 60, N° 12, diciembre 1963, págs. 1697-1728. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4, American Concrete Institute, Detroit.
- 9.18 Branson, Dan E., "Compression Steel Effect on Long-Time Deflections", ACI Journal, Proceedings V. 68, N° 8, agosto 1971, págs. 555-559.
- 9.19 Washa, G. W., y Fluck, P. G., "Effect of Compression Reinforcement on the Plastic Flow of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Proceedings V. 49, N° 2, octubre 1952, págs. 89-108.
- 9.20 Hollington, M. R., "A Series of Long-Term Test to Investigate the Deflections of a Representative Precast Concrete Floor Component", Technical Report N° TRA 442, Cement and Concrete Association, London, abril 1970, 43 págs.
- 9.21 Vanderbilt, M. D.; Sozen, N. A., y Siess, C. P., "Deflections of Multiple-Panel Reinforced Concrete Floor Slabs.", Proceedings, ASCE V. 91, ST4, agosto 1965, págs. 77-101.
- 9.22 Shaikh, A. F., y Branson, D. E., "Non-Tensioned Steel in Prestressed Concrete Institute, V. 15, N° 1, febrero 1970, págs. 14-36.
- 9.23 Branson, D. E., "Discussion of Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete", by ACI Committee 318, ACI Journal, Proceedings V. 67, N° 9, septiembre 1970, págs. 692-695.
- 9.24 Branson, D. E.; Meyers, B. L., y Kripanarayanan, K. M., "Time-Dependent Deformation of Noncomposite and Composite Prestressed Concrete Structures", Symposium on Concrete Deformation, Highway Research Record 324, Highway Research Board, 1970, págs. 15-43.

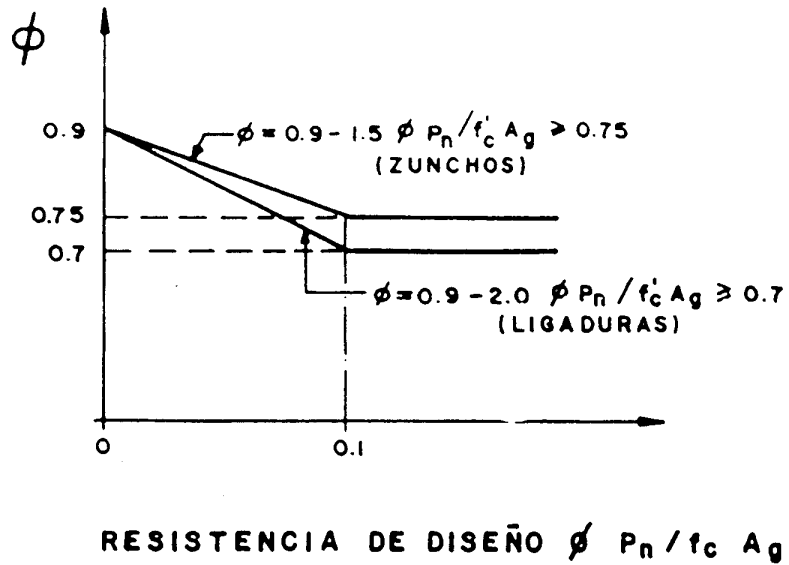


Figura C-9.3.2 VARIACION DE ϕ PARA MIEMBROS
 COMPRIMIDOS ARMADOS SIMETRICAMENTE
 PARA $\gamma \geq 0.7$, $f_y \leq 4200 \text{ kgf/cm}^2$

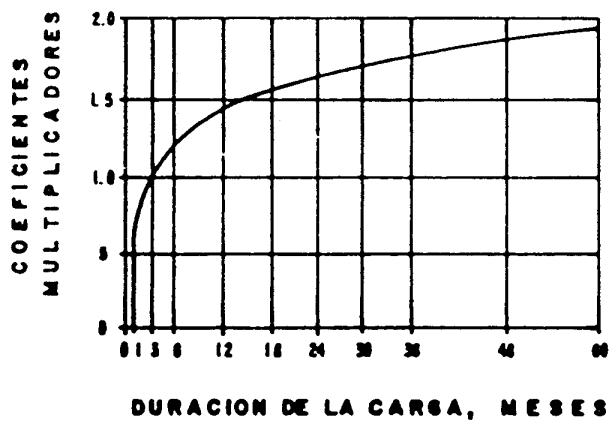


**FIGURA C-9.5 COEFICIENTES MULTIPLICADORES
PARA FLECHAS PRODUCIDAS POR
CARGAS SOSTENIDAS.**

CAPITULO C-10 FLEXION Y CARGAS AXIALES

C-10.2 HIPOTESIS DE DISEÑO

C-10.2.1 Cuando se calcule la resistencia de un miembro, se requiere que sean sa tisfechas las condiciones siguientes:

1. Equilibrio estático.
2. Compatibilidad de deformaciones.
3. Relaciones esfuerzo/deformación de los materiales.

En el caso de la determinación de la capacidad resistente por el método de rotura, estas Normas introduce, en el Artículo 10.2, hipótesis simplificadoras de la distribución de deformaciones y de las relaciones esfuerzo/deformación.

Dentro de estas hipótesis debe satisfacerse el equilibrio entre las fuer zas que actúan sobre cualquier sección del miembro, para las condiciones de resis tencia nominal. Igualmente debe cumplirse la compatibilidad entre las deformacio nes del concreto y las armaduras para las mismas condiciones de resistencia nominal.

C-10.2.2 Con excepción del caso de vigas altas numerosos ensayos han confirmado que la distribución de deformaciones en una sección de concreto armado es esen - cialmente lineal aún en la proximidad de su agotamiento resistente. En consecuen cia se supone que las deformaciones, tanto del concreto como de las armaduras son directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.

C-10.2.3 La deformación en compresión correspondiente a la trituración del con - creto según lo observado en diferentes tipos de ensayos, varía desde 0.003 a más de 0.008 bajo condiciones especiales. Sin embargo para miembros de dimen - siones y materiales normales, este valor es del orden de 0.003 a 0.004.

C-10.2.4 Para las armaduras especificadas en estas Normas es razonable suponer que para esfuerzos inferiores a f_y las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. En los cálculos de la resistencia se desprecia el incremento debido al efecto del endurecimiento por deformación del acero. La fuerza que se desarro lla en las armaduras (en tracción o compresión) se determina en los cálculos de resistencia por las expresiones:

cuando

$$\epsilon_s < \epsilon_y$$

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

y cuando

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y$$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

donde ϵ_s es la deformación correspondiente a la barra considerada. El módulo de elasticidad E_s para el acero, puede tomarse en el diseño como 2.1×10^6 kgf/cm². (Véase la Sección 8.5.2).

El diagrama elasto-plástico es una curva discontinua pero puede representarse mediante la fórmula única siguiente, válida para todo el rango:

$$f_s = \frac{f_y}{2} \left[\left| 1 + \frac{\epsilon_s}{\epsilon_y} \right| - \left| 1 - \frac{\epsilon_s}{\epsilon_y} \right| \right]$$

C-10.2.5 La resistencia a la tracción del concreto en elementos sometidos a la flexión (módulo de rotura) tiene una mayor dispersión que la resistencia a la compresión y es aproximadamente un 10 a 15 % de esta última. La resistencia a la tracción del concreto se desprecia en los cálculos de resistencia a la flexión. Para miembros con cuantías normales de armaduras, esta suposición está en buena concordancia con los ensayos.

Sin embargo, la resistencia del concreto a la tracción es importante al considerar la fisuración y las flechas para las condiciones de servicio.

C-10.2.6 Esta suposición toma en cuenta la distribución inelástica de los esfuerzos del concreto cuando éstos son elevados. A medida que el esfuerzo se aproxima a su valor máximo, la relación esfuerzo-deformación no es una línea recta sino una curva. La forma general de la curva esfuerzo-deformación es en primer lugar una función de la resistencia del concreto, y consiste en una curva ascendente cuyo máximo corresponde a una deformación comprendida entre 0.0015 y 0.002, seguida por una curva descendente, hasta alcanzar la deformación máxima de 0.003 a más de 0.008 (trituration del concreto). Tal como se explica en la Sección C-10.2.3 las Normas fijan para el diseño la deformación máxima útil de 0.003. Véase la Figura C-10.2.6.

La distribución real de los esfuerzos de compresión en el concreto es compleja y usualmente no se conoce en forma explícita. Sin embargo, las investigaciones han comprobado que las propiedades importantes de la distribución de los esfuerzos en el concreto puede aproximarse adecuadamente aplicando hipótesis simplificadoras referentes a su forma de distribución.

Las normas permiten suponer en el diseño cualquier distribución particular de esfuerzos, si se comprueba una concordancia razonable entre los resultados de los cálculos y los de ensayos representativos. Han sido propuestas muchas formas de distribución de esfuerzos y las tres más comunes son la parábola, el trapecio y el rectángulo.

C-10.2.7 Por razones prácticas, estas Normas permiten para el diseño el uso de

una distribución del esfuerzo de compresión rectangular (bloque de esfuerzos) en reemplazo de una distribución más exacta. En el "bloque de esfuerzos" rectangular equivalente se usa un esfuerzo promedio de $0.85 f'_c$ con una profundidad

$$a = \beta_1 c$$

El valor del coeficiente de forma β_1 dado por las Normas fue determinado experimentalmente. El límite inferior de β_1 , igual a 0.65, se adoptó para resistencias de concreto mayores de 560 kgf/cm^2 , de acuerdo a los resultados de ensayos con concretos de alta resistencia (Refs. 10.1 y 10.2). De no fijar se este límite inferior para β_1 , se obtendrían resultados inconsistentes en el caso de miembros de concreto armado de alta resistencia sometidos a la combinación de momento y carga axial.

La distribución rectangular de esfuerzos no es la distribución real en la zona comprimida, para el estado de agotamiento resistente, pero suministra esencialmente los mismos resultados que los obtenidos en los ensayos (Ref. 10.3). Todas las fórmulas de resistencia que se presentan en la Sección C-10.3.1 se basan en el "bloque de esfuerzos" rectangular.

C-10.3 PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

En una sección transversal dada de concreto armado sometida a carga axial y momentos flectores, la profundidad del eje neutro determina tanto su resistencia como su comportamiento y modo de falla en el agotamiento resistente. Fijados los materiales, la forma de la sección, la distribución de las armaduras y un nivel de carga axial predeterminado, la profundidad del eje neutro depende exclusivamente de la cuantía de armaduras y viceversa.

Cuando la posición del eje neutro en el agotamiento resistente es tal que las barras más traccionadas no han entrado en cedencia, la falla en flexión se produce de un modo frágil, es decir, sin aviso previo, y la capacidad de absorción de energía de tal sección es baja. Cuando el eje neutro está lo suficientemente cerca de la fibra más comprimida para que las barras más traccionadas hayan rebasado el régimen elástico, el miembro se agota en flexión de una manera dúctil, anticipando su falla y poseyendo una mayor capacidad de absorción de energía cuando el eje neutro, en ese instante, esté menos profundo (Ref. 10.4).

En el caso de las vigas, de acuerdo a la gran experiencia por muchos años acumulada (ibid.) las Normas exigen un diseño que produzca un comportamiento razonablemente dúctil. Esto se logra tanto para las vigas rectangulares como de otros contornos y con diferentes distribuciones de armaduras, limitando la profundidad del eje neutro a 0.75 de la que corresponde a la falla balanceada. En esta Norma se limita la profundidad del eje neutro en vez de restringir la cuantía de armadura para controlar la ductilidad ya que este último procedimiento no

es aplicable en forma directa para distribuciones de armaduras en el contorno de la sección y para otras formas de distribución menos simplistas.

En las secciones T en las cuales el eje neutro está en el alma, se pueden producir variaciones sensibles en la profundidad del eje neutro con pequeñas variaciones de la armadura traccionada. Por esta razón la profundidad del eje neutro de 0.75 de la que corresponde a la falla balanceada, no aleja suficientemente la falla de la viga (o sea su momento resistente) de la que corresponde a la falla balanceada, lo cual es necesario para garantizar una falla dúctil. Por esta razón para estos casos se limita la armadura máxima traccionada a 0.75 de la cuantía correspondiente a la falla balanceada ρ_b . En las vigas doblemente armadas, la parte de la armadura en tracción que equilibra el acero en compresión no necesita ser afectada por la reducción de 0.75.

C-10.3.1 Para calcular la resistencia de diseño de secciones de concreto armado sometidas a momentos flectores, cargas axiales, o su combinación, se deben usar las hipótesis establecidas en el Artículo 10.2. En el caso particular de secciones de forma rectangular y T sometidas a flexión sin carga axial se pueden aplicar directamente las expresiones dadas al final del Artículo C-10.3. Para otras secciones o distribuciones particulares de armaduras y para el caso de miembros sometidos a flexión y carga axial combinadas, no es práctico establecer fórmulas de cálculo (Réf. 10.5). Para el diseño de columnas de sección circular con 8 o más barras, la armadura puede idealizarse como un anillo de acero continuo para el propósito de los cálculos de resistencia. Para 7 barras o menos la ubicación de las barras afectará la resistencia a momentos de las columnas cargadas excéntricamente y debe considerarse en el diseño.

C-10.3.2 En la Figura C-10.3.2 se ilustran tres distribuciones de deformaciones, correspondientes a los siguientes casos:

falla balanceada : $c = c_b$

falla en tracción : $c < c_b$

falla en compresión : $c > c_b$

Los valores de la cuantía de acero balanceada para el caso de vigas de sección rectangular y T, simple y doblemente armadas, se dan al final del Artículo 10.3 de este Comentario.

C-10.3.3 En esta Sección se establecen las limitaciones referentes a la profundidad del eje neutro y las cuantías de armaduras para vigas y miembros sometidos a flexocompresión con pequeña carga axial, con el fin de asegurar un comportamiento y falla dúctiles.

A menos que se requieran valores de ductilidad poco usuales, la limitación de 0.75 para la profundidad del eje neutro y la cuantía de acero en tracción, proveerán un comportamiento dúctil para la mayoría de los diseños. Un caso en el cual se requiere una ductilidad mayor es el diseño con la redistribución de momentos de miembros continuos y pórticos tal como lo permite el Artículo 8.4. Puesto que la redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en la zona de las rótulas, el coeficiente anterior de 0.75 se modifica a 0.50. Véase la Sección 8.4.3 y la Subsección C-18.2.2.1.

En las Figuras C-10.3.3(a), (b) y (c) se resumen las expresiones para el diseño a la rotura de secciones rectangulares, y cuando se usa la distribución rectangular de esfuerzos, tal como se define en la Sección 10.2.7. La deducción de estas expresiones puede encontrarse en los libros de texto. Véase las Referencias 10.6 y 10.7.

C-10.3.4 y C-10.3.5 Diseño de Miembros Sometidos a Carga Axial y Momento Flector

En estas Normas no se prescriben las excentricidades mínimas de diseño, tal como era usual en normas anteriores, excepto las establecidas para la consideración de los efectos de esbeltez en miembros comprimidos con momentos extremos provenientes del cálculo que sean pequeños o nulos, según la Subsección 10.11.5.4. La especificación de las excentricidades mínimas originalmente servía como un medio indirecto para reducir la resistencia de diseño a carga axial de una sección sometida a compresión pura, para tener en cuenta los siguientes aspectos: las excentricidades accidentales que pueden existir en el miembro comprimido que usualmente no se consideran en el análisis, y para incluir el efecto de una posible reducción en la resistencia del concreto f'_c bajo altas cargas sostenidas. Esto se consigue ahora en forma directa en la Sección 10.3.5 al limitar la resistencia de diseño a carga axial de una sección en compresión a un 80 u 85 % de la resistencia nominal. Estos porcentajes corresponden aproximadamente a las resistencias a carga axial para las relaciones de excentricidad e/h de 0.05 y 0.10 que se especificaban en normas anteriores para las columnas zunchadas y ligadas respectivamente. La misma limitación de resistencia a carga axial se aplica tanto para los miembros comprimidos vaciados en sitio como para los prefabricados. Las tablas, ábacos y programas de computador basados en los requisitos de excentricidad de las Normas ACI de 1963 y 1971, son igualmente aplicables para su uso.

Los momentos extremos de los miembros comprimidos deben considerarse en el diseño de los miembros adyacentes sometidos a flexión. En los pórticos arriostrados no es necesario considerar los efectos de magnificación de los momentos extremos en el diseño de las vigas adyacentes. Sin embargo, en los

pórticos no arriostrados contra desplazamientos horizontales deben considerarse los momentos extremos magnificados en el diseño de los miembros en flexión, tal como se requiere en la Sección 10.11.6.

Las columnas esquineras u otras sometidas a momentos simultáneos en cada eje principal, deberán diseñarse para flexión desviada y carga axial (Refs. 10.8 a 10.10).

C-10.4 DISTANCIA ENTRE LOS ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES DE LOS MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION

Se ha comprobado por ensayos que las vigas de concreto armado sin arriostramiento lateral, aún las muy altas y delgadas, no fallan prematuramente por pandeo lateral, siempre que las mismas no sean cargadas excéntricamente, lo que podría causar torsión (Refs. 10.11 y 10.12).

Las vigas sin arriostramiento lateral se cargan con frecuencia en forma descentrada o en flexión desviada; los esfuerzos y deformaciones producidos por tales cargas se tornan tanto más desfavorables para vigas altas y delgadas, cuanto más aumenta la longitud no arriostrada. Las condiciones reales de carga pueden requerir arriostramientos laterales con separaciones menores de 50b.

C-10.5 ARMADURA MÍNIMA DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION

C-10.5.1 Las disposiciones sobre la cuantía mínima de armaduras se aplica a las vigas que por razones arquitectónicas o de otro tipo tienen una sección mucho mayor que la requerida por consideraciones de resistencia. Con una cantidad muy pequeña de armaduras en tracción, la resistencia calculada como una sección de concreto armado resulta menor que la correspondiente a la sección del concreto sin armar, obtenida esta última en base a su módulo de rotura. En tal caso la falla puede ser bastante repentina.

Las precauciones para prevenir tal falla requieren una cuantía mínima de armadura $\rho = 14/f_y$.

C-10.5.2 La armadura mínima requerida por la expresión (10-3) debe colocarse donde se necesite armadura positiva, excepto cuando la armadura positiva y la negativa exceden en un tercio las requeridas por el análisis. Esta excepción provee suficiente acero adicional en miembros de gran sección donde el valor de $14 b d/f_y$ sería excesivo.

C-10.5.3 La armadura requerida en las losas es algo menor que la de las vigas, debido a que una sobrecarga excesiva puede distribuirse lateralmente y una falla repentina es menos probable. Sin embargo la armadura principal debe ser por lo menos igual a la armadura de retracción y temperatura como se requiere en el Artículo 7.12.

Las losas apoyadas sobre el suelo no se consideran como losas estructurales en el contexto de esta Sección, a menos que ellas transmitan cargas verticales de otras partes de la estructura al terreno. En el caso de colocarse una armadura en tales losa, éste debe calcularse con la debida consideración de todas las fuerzas de diseño. Las placas de fundación y otros tipos de placas o losas que colaboran en la estabilidad de la estructura deben satisfacer los requisitos de esta Sección.

C-10.6 DISTRIBUCIÓN DE LAS ARMADURAS DE FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

C-10.6.1 La mayoría de las estructuras diseñadas por la teoría clásica y con bajos esfuerzos en las armaduras cumplieron su cometido, para el cual fueron diseñadas, presentando una fisuración por flexión muy limitada. Sin embargo, cuando se usan aceros de alta resistencia diseñados con esfuerzos elevados para las cargas de servicio, se deben esperar fisuras visibles y es necesario tomar medidas en el detallado de las armaduras para controlar la fisuración. Para asegurar la protección de las armaduras contra la corrosión y por razones estéticas, es preferible tener numerosas fisuras capilares a pocas fisuras anchas.

El control de la fisuración es especialmente importante cuando se usan armaduras cuya resistencia cedente excede de 2800 kgf/cm^2 . Las prácticas corrientes del buen detallado proporcionarán usualmente un control adecuado de la fisuración, aún cuando se empleen aceros con una resistencia cedente de 4200 kgf/cm^2 . Se han construido estructuras perfectamente satisfactorias, particularmente en Europa, con resistencias cedentes de diseño superiores a los 5600 kgf/cm^2 (la resistencia cedente límite considerada por estas Normas), mediante un cuidado especial en el detallado de las armaduras.

Las primeras investigaciones sobre el ancho de las fisuras en vigas y miembros sometidos a tracción axial indicaron que el ancho de las mismas era proporcional al esfuerzo en el acero y al diámetro de las barras, pero era inversamente proporcional a la cuantía de las armaduras.

En una extensa investigación experimental (Refs. 10.13 a 10.15) sobre las barras estriadas se ha confirmado que el ancho de las fisuras para las cargas de servicio es proporcional al esfuerzo en el acero. Sin embargo, se encontró que las variables significativas correspondientes al detallado del acero eran el recubrimiento y el área de concreto que rodea cada barra individual en la zona de tracción máxima.

El ancho de las fisuras está sujeto a una gran dispersión aún en el caso de condiciones cuidadosas en el laboratorio, y está influenciado por la retracción y otros efectos dependientes del tiempo. En los cálculos para el control de

la fisuración, no puede garantizarse una gran exactitud, por lo tanto será suficiente emplear unas fórmulas simples y aproximadas para el control de las fisuras. El objetivo de los cálculos para el control de la fisuración es llegar a detalles razonables de las armaduras como los indicados por ensayos de laboratorio y la experiencia práctica.

C-10.6.3 El mejor control de las fisuras se obtiene cuando la armadura está bien distribuida sobre la zona de máximas tracciones en el concreto. A los efectos de control de fisuras para una cuantía dada de acero, es más efectivo el uso de barras de menor diámetro con poca separación que barras de mayor diámetro más separadas.

La expresión (10-4) conduce a una disposición de armaduras que limita el ancho de las fisuras de flexión en forma razonable, sin embargo está escrita haciendo énfasis más bien en los detalles del refuerzo en lugar del propio ancho de las fisuras w . Dicha expresión está basada en la fórmula de Gergely y Lutz:

$$w = 1.06 \times 10^{-6} \beta f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

donde w está en cm y

$$\beta = \frac{d - c + d_c}{d - c}$$

Para simplificar, en la práctica se usa un valor aproximado para β de 1.2. Fue comprobado por ensayos de laboratorio, (Ref. 10.16) que esta fórmula de w es aplicable razonablemente a losas armadas en una dirección. Sin embargo, el valor promedio de β es aproximadamente 1.35 para las losas en lugar del valor 1.2 que se usa para las vigas y en consecuencia, será consistente reducir los valores máximos de z por el factor 1.2/1.35.

Las limitaciones numéricas de $z = 31000$ y 26000 kgf/cm para ambientes interiores y exteriores corresponden a la limitación del ancho de la fisura a 0.04 y 0.025 cm respectivamente.

El área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal se define como aquella que tiene el mismo baricentro que este refuerzo, y está limitada por las caras de la sección y por una línea recta paralela al eje neutro. El cálculo del área efectiva que corresponde a cada barra que se designa como A en la notación, se ilustra con el ejemplo de la Figura C-10.6, en la cual el baricentro de las armaduras principales está ubicado a 9 cm del borde inferior de la viga. En tal caso el área efectiva traccionada se toma como $2 \times 9b$. Dividiendo por esta área entre el número de barras se obtiene para A el valor de 108 cm^2 por barra.

C-10.6.4 A pesar de que se han efectuado estudios sobre el tema no se dispone de una clara evidencia con respecto al ancho de fisuras por encima del cual hay peligro de corrosión. Los ensayos de concreto expuesto al medio ambiente indican, que para la protección contra la corrosión la calidad del concreto, la adecuada compactación, y un amplio recubrimiento pueden ser factores de mayor importancia que el ancho de las fisuras en la superficie del concreto. Por ello los valores límites de z se eligieron principalmente para lograr un detallado razonable de las armaduras, de acuerdo a la experiencia en estructuras existentes.

C-10.6.5 En vigas T de grandes dimensiones, la distribución de la armadura negativa para el control de la fisuración debe tomar en cuenta dos consideraciones:

1. Una gran separación de las barras en todo el ancho efectivo del ala puede dar lugar a la formación de algunas fisuras anchas en la losa, próximas al alma de la viga.
2. Una pequeña separación de las barras cerca del alma deja desprotegidas las zonas más alejadas del ala. La limitación de $1/10$ es para evitar una separación demasiado grande, y el requisito de una armadura adicional es para proteger las zonas más alejadas del ala.

C-10.6.6 Para controlar la fisuración del alma en las vigas relativamente altas se debe colocar armaduras de paramento en la zona sometida a tracción. Sin esta armadura auxiliar los anchos de las fisuras en el alma pueden exceder ampliamente los que se producen a nivel de las armaduras principales de tracción.

C-10.7 VIGAS - PARED

Contrariamente a las normas anteriores del antiguo Ministerio de Obras Públicas estas Normas no contienen requisitos detallados para el diseño de vigas-pared, con la excepción que se exige considerar la no linealidad en la distribución de deformaciones y la posibilidad del pandeo lateral. En las Referencias 10.17 a 10.19 se puede encontrar información para el diseño a flexión de vigas-pared.

C-10.8 SECCIÓN EFECTIVA DE MIEMBROS COMPRIMIDOS

En estas Normas se han eliminado las disposiciones sobre dimensiones mínimas para las columnas ya que la tecnología moderna del concreto con un control de calidad riguroso permite el uso de elementos comprimidos de concreto armado en las estructuras de pequeñas dimensiones, ligeramente cargadas. El ingeniero deberá tener en cuenta la necesidad de una construcción cuidadosa, el incremento de la influencia de los esfuerzos de retracción en las secciones pequeñas, así como los efectos de pandeo, de las cargas laterales, etc..

C-10.8.2, C-10.8.3, C-10.8.4 Las disposiciones de estas Normas para el diseño de columnas (Ref. 10.20), respecto a la resistencia y a la cuantía de las armaduras, tanto la vertical como la transversal, se basan sobre el área total de la columna

y la del núcleo. Las Secciones 10.8.2, 10.8.3 y 10.8.4 establecen ciertas excepciones a estas disposiciones. En algunos casos el área total es mayor que la necesaria para soportar la carga mayorada. El criterio de las Secciones 10.8.3 y 10.8.4 es aceptar que es satisfactorio diseñar una columna con dimensiones suficientes para soportar la carga mayorada y después simplemente agregar concreto alrededor de la sección diseñada, sin aumentar la armadura para cumplir con las cuantías mínimas requeridas por la Sección 10.9.1.

El concreto adicional de las columnas se tomará en cuenta en la rigidez de los miembros para el análisis estructural y en el diseño de otras partes de la estructura que interaccionan con el miembro sobredimensionado, pero no se considerará que contribuye a soportar cargas.

C-10.9 LÍMITES PARA LAS ARMADURAS DE MIEMBROS COMPRIMIDOS

C-10.9.1 Este Artículo prescribe los límites de la cantidad de las armaduras longitudinales para miembros comprimidos que no sean mixtos. Si el uso de altas cuantías de armadura ocasionase dificultades prácticas en el vaciado del concreto, se debe adoptar una cuantía menor, lo que puede requerir una columna de mayor sección o una mayor resistencia del concreto o de las armaduras (véase el Artículo C-9.4). La cuantía de las armaduras en columnas no deberá exceder usualmente del 4 % si el empalme de las barras de la columna se realiza por solape.

Armadura Mínima

Es necesario especificar una cuantía mínima de armadura para asegurar que las columnas diseñadas por los procesamientos de este Capítulo son realmente de concreto armado. Las armaduras son necesarias para proporcionar la resistencia a la flexión, la que puede estar presente aún en los casos en que los cálculos no lo indiquen, y también para reducir los efectos de fluencia y retracción del concreto bajo la acción de esfuerzos de compresión sostenidos. Los ensayos han comprobado que la fluencia y la retracción tienden a transferir la carga del concreto a las armaduras, con el consiguiente aumento de esfuerzos en éstas, siendo el incremento mayor cuanto menor sea la cuantía del acero. A menos que se fije un límite inferior a esta cuantía, el esfuerzo en las armaduras puede alcanzar el nivel cedente bajo la acción de las cargas de servicio sostenidas. Para mayores detalles véanse las Referencias 10.4 y 10.21.

Armadura Máxima

El límite de 0.08 se puede considerar como la cuantía máxima de la armadura a los efectos prácticos en términos de economía y requisitos de colocación. Sin embargo estas cuantías máximas pueden quedar modificados por las disposiciones especiales para estructuras sísmo-resistentes del Capítulo 18.

C-10.9.2 Para miembros comprimidos se requiere un mínimo de 4 barras longitudinales, cuando las barras están encerradas por ligaduras rectangulares o circulares. Para otras geometrías se debe colocar una barra en cada esquina con la adecuada armadura transversal. Cuando el número de barras dispuestas en un círculo es menor de 8, la ubicación de las barras afectará la resistencia a momento de las columnas cargadas excéntricamente y debe considerarse en el diseño.

C-10.9.3 El efecto de la armadura helicoidal en el incremento de la capacidad resistente del concreto en el núcleo no ocurre hasta que la columna no haya sido sometida a una carga y deformación suficientes como para producir el desprendimiento de la cáscara de concreto que recubre el núcleo. La cuantía de armadura helicoidal requerida por la expresión (10-5) tiene como propósito proporcionar una capacidad resisten adicional a las columnas con carga centrada, igual o ligeramente superior a la pérdida de resistencia que se produce cuando se desprende el recubrimiento del núcleo. Este criterio fue recomendado por el Comité 105 del ACI (Ref. 10.21) y la deducción de la Fórmula (10-5) se da en el informe de dicho Comité y en la Referencia 10.4. Los ensayos y la experiencia han comprobado que las columnas con la cuantía de armadura helicoidal requerida por esta Sección tienen una considerable ductilidad y tenacidad.

C-10.10 EFECTOS DE ESBELTEZ EN LOS MIEMBROS COMPRIMIDOS

Las disposiciones de estas Normas, para la evaluación de los efectos de esbeltez en los miembros de concreto armado, se basan en las recomendaciones del Comité 441 del ACI-ASCE - Columnas de Concreto Armado (Ref. 10.22). Sus criterios, adoptados en la Sección 10.10.1, requieren el uso de procedimientos elaborados de análisis estructural siempre que ello sea posible o práctico. En lugar de estos procedimientos de análisis perfeccionados, las Normas proporcionan un método de diseño aproximado en el Artículo 10.11, basado en un principio de magnificación de momentos, similar al procedimiento usado en las Normas del AISI (Instituto Americano de Construcción de Acero) (Ref. 10.23). Después de estudiar el intervalo normal de las variables en el diseño de las columnas, se establecieron límites de aplicabilidad, que permitieron descartar como columnas esbeltas un gran porcentaje de columnas en los pórticos arriostrados, y un número sustancial de las mismas en los pórticos no arriostrados. La exactitud de este método aproximado de diseño se determinó por medio de una serie de comparaciones con los resultados de estudios teóricos y experimentales. El método propuesto es en general más racional, exacto y consistente, en comparación con los métodos usados en normas anteriores. El método de magnificación de momentos hace énfasis sobre el fenómeno básico que se presenta en miembros comprimidos esbultos y permite además una evaluación del momento adicional en los miembros vinculados a una columna. Se obtiene así un diseño más confiable.

C-10.10.1 En los últimos años se ha estudiado ampliamente el problema del análisis de segundo orden de pórticos, es decir, el efecto $P-\Delta$, y actualmente es posible para el proyectista el uso de un análisis de segundo orden en el diseño del concreto armado. Los momentos provenientes de un análisis de segundo orden son generalmente una mejor aproximación para los momentos reales que los obtenidos por el método del Artículo 10.11. En el caso de pórticos no arriostrados o débilmente arriostrados se pueden lograr economías con el uso del análisis de segundo orden. En las Referencias 10.24 a 10.26 se presentan los métodos para efectuar un análisis de este tipo.

Las siguientes consideraciones se estiman mínimas para análisis adecuado de pórticos en el diseño de los miembros comprimidos, según el Artículo 10.10.

- a. Se deben usar valores próximos a los reales para las relaciones momento-curvatura, o momento-rotación en los extremos, para obtener valores precisos de las flechas y de los momentos secundarios. Puesto que las consideraciones de diseño y estabilidad se refieren al estado límite de agotamiento, las rigideces que se usan en un análisis elástico deben ser representativas de este estado. En lugar de valores más precisos, es satisfactorio usar $E_c I_g (0.2 + 1.2\rho_t E_s/E_c)$ en lugar de EI , al calcular las rigideces de las columnas y $0.5 E_c I_g$ al calcular las de las vigas (Ref. 10.27).
- b. Debe considerarse el efecto de las rotaciones de las fundaciones en los desplazamientos laterales.
- c. Es necesario considerar el efecto de las cargas axiales sobre las rigideces para las columnas muy esbeltas ($l_u/r > 45$).
- d. Se debe considerar el efecto de la fluencia en los pórticos sometidos a cargas laterales sostenidas, como en el caso de edificios que resisten el empuje horizontal de un arco o empujes de tierra no equilibrados, y en pórticos en los cuales las cargas permanentes desigualmente distribuidas dan origen a acortamientos diferenciales en los lados opuestos de un edificio, produciendo desplazamientos laterales.
- e. El momento máximo en los miembros comprimidos se debe determinar considerando los efectos de los desplazamientos laterales del pórtico y las flechas del propio miembro comprimido.

El uso de un análisis de segundo orden incluirá los efectos de los desplazamientos del pórtico. Tal análisis, por lo general, dará como resultado solamente los momentos en los extremos de las columnas. Para las columnas esbeltas, el momento máximo puede producirse entre sus extremos. La posibilidad de esto último aumenta cuando la deformada de la columna se aproxima a una línea con una sola curvatura. Se puede usar el siguiente procedimiento para evitar la necesidad de verificar esta condición de momento flector para cada columna:

Si la relación entre los momentos extremos de las columnas satisface la desigualdad:

$$\frac{M_1}{M_2} < 1.1 - \frac{P_u l_u^2}{3 EI}$$

Los momentos máximos de la columna se producirán en los extremos y serán los obtenidos del análisis de segundo orden. En caso contrario, es necesario calcular el momento magnificado de acuerdo al Artículo 10.11 con $k = 1.0$ y C_m según el valor dado por la Fórmula (10-9). Si no se incluyen en el análisis de segundo orden las cargas sostenidas, tales como las indicadas en el párrafo d. anterior, se deberá tomar β_d igual a cero en la Fórmula (10-9) (Ref. 10.26).

C-10.11 EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

Este Artículo describe un procedimiento aproximado de diseño para los efectos de esbeltez, que se basa en el concepto de la magnificación de momentos. Los momentos que se calculan por los métodos ordinarios de análisis, se multiplican por un coeficiente "magnificador de momentos", el cual es función de la carga axial mayorada P_u y de la carga crítica de pandeo P_c para la columna. Este procedimiento contiene algunas de las disposiciones de diseño empleadas para las vigas-columnas, en las Normas de Estructuras de Acero para Edificaciones (Ref. 10.23).

C-10.11.2 LONGITUD EFECTIVA DE MIEMBROS COMPRIMIDOS

Estas Normas requieren el uso del factor de longitud efectiva para el cálculo de los efectos de esbeltez. Las fórmulas fundamentales para el diseño de miembros comprimidos esbeltos fueron deducidas para extremos articulados y deben modificarse para considerar el efecto de las restricciones de sus extremos. Esto se hace por medio de una "longitud efectiva" $k l_u$, al calcular los efectos de esbeltez, como es usual en el diseño de vigas-columnas, según las Normas de Acero (Ref. 10.23). Las comparaciones con cálculos más precisos, indican que este método es especialmente exacto para los pórticos no arriostrados.

Los nomogramas de la Figura C-10.11.2 constituyen la ayuda principal de que disponen los proyectistas para estimar el factor de longitud k y permitir la determinación gráfica de k para columnas de sección constante pertenecientes a un pórtico de varios tramos. (Refs. 10.28 y 10.29). Debido a las diferencias en el comportamiento entre los pórticos arriostrados lateralmente y los no arriostrados, es necesario tener nomogramas separados para los dos tipos de pórticos. Sin embargo en las estructurales reales es raro tener pórticos completamente arriostrados o totalmente no arriostrados. Para los efectos de aplicación de las Subsecciones 10.11.2.1 y 10.11.2.2 se define un miembro comprimido arriostrado contra desplazamientos laterales como aquel que forma parte de un

piso cuyos desplazamientos horizontales no afectan significativamente los momentos de la estructura. Cuando el índice de estabilidad $Q = (\sum P_u \Delta_u / H_u h_s)$ para un piso no es mayor de 0.04, los momentos producidos por el efecto PA no deberían exceder en más del 5 % a los momentos de primer orden, y la estructura del piso puede considerarse como arriostrada. En la expresión anterior H_u es la fuerza lateral total mayorada que actúa en el piso y Δ_u es el desplazamiento horizontal debido a H_u del entrepiso superior respecto al inferior del piso considerado, obtenido por un cálculo elástico de primer orden, es decir, despreciando los efectos PA . En muchos casos es posible averiguar fácilmente cuando un piso está arriostrado o no. Actualmente se están desarrollando métodos para la evaluación de la rigidez de los pórticos para ser aplicados especialmente a estructuras sometidas a cargas sísmicas. Sería recomendable que estos procedimientos se apliquen para el diseño de estructuras en zonas de alta sismicidad, a medida que se publiquen.

Como alternativa, un segundo método puede usarse para determinar si un piso está arriostrado o no: Un miembro comprimido puede suponerse arriostrado si está ubicado en un piso en el cual los elementos que lo arriostran (muros estructurales, celosías u otros tipos de arriostramiento lateral) tienen una rigidez total que restringe los movimientos laterales del piso, por lo menos seis veces mayor que la suma de las rigideces de todas las columnas del piso. Suministrando esta rigidez, los desplazamientos laterales del piso deben ser lo suficientemente pequeños como para no afectar en forma significativa la resistencia de la columna. Se deja al criterio del ingeniero estructural decidir lo que constituye un arriostramiento adecuado dependiendo de la estructuración particular que se considere.

Para columnas no arriostradas sería razonable utilizar valores de k mayores de 1.2.

La longitud efectiva es una función de la rigidez relativa que hay en cada extremo del miembro comprimido. Las investigaciones indican que deben considerarse los efectos de grandes variaciones en la cuantía de las armaduras de la viga y la columna, así como la fisuración de las vigas al determinar las rigideces relativas extremas. Para determinar el factor de longitud efectiva k mediante los nomogramas de la Figura C-10.11.2, puede calcularse la rigidez de los miembros sometidos a flexión con el momento de inercia de la sección transformada fisurada y la rigidez de los miembros comprimidos en base a la rigidez EI obtenida de la expresión (10-9) con $\beta_d = 0$ (Ref. 10.30).

Para calcular el parámetro ψ de los nomogramas se puede usar también un valor de $0.5 I_g$ para los miembros que trabajan a flexión (a fin de tener en cuenta el efecto de la fisuración y de las armaduras en la rigidez relativa) y

el valor I_g para los miembros comprimidos, y obteniéndose usualmente miembros de dimensiones razonables para el caso de columnas cuyo kl_u/r es menor de 60.

En lugar de los nomogramas se pueden usar las siguientes fórmulas simplificadas para calcular los factores de longitud efectiva de miembros, arriostrados o no. Las Fórmulas (10-A), (10-B) y (10-E) proceden de las normas "British Standard Code of Practice" del año 1972 (Refs. 10.31 y 10.32) y las Fórmulas (10-C) y (10-D) para miembros no arriostrados fueron desarrolladas en las Referencias 10.22.

Para miembros comprimidos arriostrados, se puede tomar como un límite superior para el factor de longitud efectiva el valor más pequeño obtenido por las dos expresiones siguientes:

$$k = 0.7 + 0.005 (\psi_A + \psi_B) \leq 1.0 \quad (10-A)$$

$$k = 0.85 + 0.005 \psi_{\min} \leq 1.0 \quad (10-B)$$

donde ψ_A y ψ_B son los valores de ψ para los dos extremos de la columna y $\psi_{\min}$ es el menor de estos dos valores.

Para miembros comprimidos no arriostrados y restringidos en ambos extremos, el factor de longitud efectiva se puede tomar como:

cuando

$$\psi_m < 2$$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (10-C)$$

y cuando

$$\psi_m \geq 2$$

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (10-D)$$

donde ψ_m es el promedio de los valores de ψ en los extremos del miembro comprimido.

Para miembros comprimidos no arriostrados y articulados en un extremo, el factor de longitud efectiva se puede tomar como:

$$k = 2.0 + 0.3\psi \quad (10-E)$$

donde ψ es el valor correspondiente al extremo restringido.

Para el caso de columnas arriostradas se puede considerar que el uso de los nomogramas de la Figura C-10.11.2 o las fórmulas de esta Sección satisfacen los requisitos de estas Normas para justificar un valor de k menor que la unidad.

C-10.11.4 Consideraciones de los Efectos de Esbeltez

La Sección 10.11.4 proporciona los límites superior e inferior de la relación de esbeltez para su uso con el método aproximado de magnificación de momentos.

C-10.11.4.1 y C-10.11.4.2 Los límites de la relación $k\lambda_u/r$ por debajo de los cuales no es necesario considerar los efectos de esbeltez en el diseño, indican que muchos de los miembros comprimidos, robustos y suficientemente restringidos, pueden desarrollar esencialmente toda la resistencia de su sección. Los límites inferiores se determinaron mediante una investigación sobre una amplia gama de columnas y corresponden a longitudes para las cuales la resistencia de un miembro esbelto puede alcanzar por lo menos un 95 % de la resistencia de su sección.

Aunque la eliminación de las consideraciones de esbeltez para estos miembros puede producir inexactitudes de hasta un 5 %, la labor del proyectista queda considerablemente simplificada. En efecto, el estudio de una serie de estructurales reales (Ref. 10.22) indica que los efectos de esbeltez podrían despreciarse en aproximadamente un 90 % de las columnas en los pórticos arriostrados y en cerca de un 40 % de las columnas en los pórticos no arriostrados que se estudiaron.

Para evaluar el límite de esbeltez en la Subsección 10.11.4.1, en la mayoría de los pórticos arriostrados es suficientemente exacto tomar los siguientes valores estimados para el factor de longitud efectiva k :

Para columnas articuladas en ambos extremos se debe usar un valor igual a 1.0.

Para columnas robustas restringidas por entrepisos formados por placas apoyadas sobre columnas, variará aproximadamente entre 0.95 y 1.0 y para una evaluación preliminar de la esbeltez se puede tomar conservadoramente como 1.0.

Para columnas que son parte de pórticos formados por vigas y columnas, estará entre 0.75 a 0.90 aproximadamente y se puede estimar en 0.90 en forma conservadora.

Si el cálculo inicial de la relación de esbeltez basado sobre valores estimados de k indica que los efectos de esbeltez tienen que considerarse en el diseño, se debe calcular un valor más exacto de k y reevaluar la esbeltez.

C-10.11.4.3 Se impone un límite superior a la relación de esbeltez de las columnas que se diseñen por el método de magnificación de momentos del Artículo 10.11, pero no hay un límite similar cuando el diseño se realiza de acuerdo a la Sección 10.10.1. El límite de 100 para $k\lambda_u/r$ representa la cota superior de los valores que corresponden a los ensayos reales efectuados sobre columnas esbeltas.

C-10.11.5 Magnificación de Momentos

C-10.11.5.1 Cuando se usa la Fórmula (10-6) para el diseño de un pórtico resistente a momentos que está eficazmente arriostrado contra desplazamientos laterales por muros estructurales o arriostramientos diagonales, el segundo término de la Fórmula (10-6) puede despreciarse debido a que el desplazamiento lateral del pórtico por acción de las cargas laterales es pequeño. Cuando los muros estructurales no son suficientemente rígidos, o el arriostramiento diagonal es insuficiente, el segundo término de la Fórmula (10-6) debe considerarse. La decisión relativa a la rigidez y eficacia de los "arriostramientos" deberá hacerla el proyectista en cada caso particular, considerando las características de la estructura.

Para los pórticos resistentes a momentos que no están arriostrados por otros elementos, deben calcularse ambos términos de la Fórmula (10-6). El momento M_{2b} es el momento debido a las cargas gravitacionales mientras que M_{2s} es el momento debido a las acciones laterales. En ambos casos estos momentos se calculan aplicando un análisis convencional de primer orden. Para las rigideces de los miembros que se usan en el análisis debe tenerse en cuenta, por lo menos, en forma aproximada, la fisuración de los miembros sometidos a flexión. Puesto que el método de magnificación de momentos es un método aproximado, en la aplicación de la Fórmula (10-6) deben seguirse criterios conservadores. La acción de las cargas gravitacionales sobre una estructura asimétrica de pórticos no arriostrados producirá desplazamientos laterales.

Sin embargo, el efecto de segundo orden sobre estos desplazamientos laterales es despreciable y el pórtico puede considerarse como arriostrado si el desplazamiento relativo $\Delta/\ell_u < 1/1500$. Es decir, que el desplazamiento relativo $\Delta/\ell_u = 1/1500$ es el límite que separa lo que según la definición de M_{2b} y M_{2s} se considera como apreciable desplazamiento lateral, del que no lo es.

La Fórmula (10-6) de estas Normas es nueva. La misma representa un perfeccionamiento del método de magnificación de momentos de las normas del año 1981, que podía conducir a resultados extremadamente conservadores al aplicar un mismo magnificador para los momentos debidos a cargas gravitacionales y los producidos por cargas laterales.

Los ensayos y los análisis teóricos han demostrado que esto era indeseable en el caso de pórticos no arriostrados.

La nueva Fórmula (10-6) aplica a los momentos debidos a las cargas gravitacionales un magnificador δ_b y reserva el magnificador δ_s a los momentos M_{2s} debidos a cargas que producen desplazamientos laterales.

Si los momentos por cargas gravitacionales son significativamente más grandes que los momentos de las cargas laterales y δ_b es grande, el momento

máximo, para el caso que combina las cargas gravitacionales con las laterales, puede ocurrir teóricamente en una zona a mitad de altura de la columna. En este caso la ubicación exacta del momento máximo no se conoce y cuando $\delta_b M_g$ y $\delta_s M_s$ no ocurren en la misma posición el momento máximo real no puede exceder su suma. De aquí que las Normas usan la aproximación conservadora para el momento mayorado de diseño como:

$$M_c = \delta_b M_g + \delta_s M_s$$

Si las deflexiones por carga lateral incluyen una torsión significativa, al aplicar el método de magnificación de momentos puede subestimarse la magnificación del momento en las columnas más alejadas del centro de rotación. En tales casos se recomienda un análisis de segundo orden.

C-10.11.5.2 Al definirse la carga crítica, el problema principal es elegir una expresión para la rigidez EI , cuyas variaciones se adapten razonablemente a los efectos debidos a la fisuración, la fluencia y la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación del concreto. El Comité 441 del ACI (Ref. 10.22) ha recomendado que cuando no se dispone de valores más precisos, EI sea definido por las Fórmulas (10-10) y (10-11). Estas expresiones son una aproximación de los límites inferiores de EI para las secciones usuales y por ello su empleo en el cálculo de los momentos secundarios conduce a resultados conservadores, y fueron deducidas para valores pequeños de e/h y valores grandes de P_n/P_o , donde el efecto de la carga axial es predominante.

En la Figura C-10.11.5 se muestra el carácter aproximado de las expresiones de EI , cuando son comparadas con los valores deducidos de los diagramas de carga-momento-curvatura en el caso de cargas no sostenidas, es decir, para $\beta_d = 0$. La Fórmula (10-10) representa el límite inferior de los valores de la rigidez más usuales, especialmente para las columnas fuertemente armadas. La Fórmula (10-11) es más simple de aplicar pero subestima en mucho el efecto de la armadura para cuantías grandes de acero. Sin embargo, en numerosos casos, cuando las cuantías de la armadura son pequeñas o los efectos de la esbeltez no son muy significativos, la relativa simplicidad de la Fórmula (10-11) puede resultar ventajosa.

La fluencia debida a las cargas sostenidas tiende a reducir el valor efectivo de EI . Esto se toma en cuenta dividiendo EI entre $(1 + \beta_d)$, donde β_d es la relación del momento debido a la carga permanente respecto al momento debido a la carga total.

En columnas ligeramente armadas ocurre una reducción adicional de EI si las barras alcanzan su cedencia prematuramente debido a las deformaciones unitarias que se inducen por la fluencia del concreto. Por esta razón, tanto el

término que corresponde al acero como el que corresponde al concreto de la Fórmula (10-10) están divididos por el factor $(1 + \beta_d)$. Para grandes cuantías de acero, como ocurre en las columnas mixtas, las deformaciones unitarias en el acero por efecto de la fluencia son insignificantes y por ello en la Fórmula (10-14) solamente el término correspondiente a concreto se divide por el factor $(1 + \beta_d)$.

Debido a que las columnas esbeltas de concreto armado generalmente tienen una cuantía de acero que no es suficientemente alta como para evitar la cedencia prematura de las armaduras, la aplicación del factor $(1 + \beta_d)$ tanto al acero como al concreto es más apropiada para la Fórmula (10-10) que para la Fórmula (10-14). Véase la Sección C-10.13.5.

Obsérvese que las Normas permiten que el valor EI en la Fórmula (10-9) se tome ya sea como el valor obtenido de la Fórmula (10-10) o como el de la (10-11), en lugar de valores más exactos como serían los obtenidos mediante las relaciones momento-curvatura (Ref. 10.4).

C-10.11.5.3 En el cálculo de δ_b , el coeficiente C_m es un factor de corrección que toma en cuenta la distribución de momentos a lo largo del miembro. En efecto, al deducir el magnificador de momentos se supone que el momento máximo está en la mitad de la altura de la columna o próximo a este punto. Si el momento máximo actuante ocurre en un extremo de la columna, el diseño debe basarse sobre un "momento uniforme equivalente", $C_m M_{2b}$ el cual conduciría al mismo momento máximo después de la magnificación. (Véase la Ref. 10.22).

C-10.11.5.4 En estas Normas los efectos de esbeltez se toman en cuenta magnificando los momentos extremos de las columnas. Si los momentos mayorados son muy pequeños o nulos, el diseño de las columnas esbeltas debe basarse en la excentricidad mínima dada en esta Sección, pero no aplicadas simultáneamente en ambos ejes.

Cuando la excentricidad mínima controla, en el diseño se usan los momentos extremos mayorados de la columna para determinar la relación M_{1b}/M_{2b} a emplearse en la Fórmula (10-12). Así se elimina la discontinuidad entre las columnas con excentricidades calculadas menores que la mínima y con excentricidades calculadas iguales o mayores que la mínima.

Si los cálculos indican que no existe momento en ninguno de los extremos de una columna, debido a la mayor flexibilidad relativa de los miembros que la restringen en sus extremos, la relación M_{1b}/M_{2b} deberá tomarse igual a 1.0.

C-10.11.6 Magnificador de Momentos para Miembros Sometidos a Flexión

La resistencia de un pórtico no arriostrado contra desplazamientos laterales está gobernada por la estabilidad de las columnas y por el grado de

restricción en el extremo, que suministran las vigas del pórtico. Si se forman rótulas plásticas en las vigas que proveen la restricción en el extremo de las columnas, la estructura se aproxima a un mecanismo y se reduce drásticamente su capacidad para resistir cargas axiales. La Sección 10.11.6 establece que el proyectista debe comprobar si los miembros sometidos a flexión que originan la restricción, tienen la capacidad para resistir los momentos magnificados de las columnas.

Para pórticos no arriostrados el método de magnificación de momentos, es una mejora significativa respecto al método del "factor de reducción" para tener en cuenta el efecto de la esbeltez en el diseño.

C-10.11.7 Magnificador de Momentos δ para Flexión Biaxial

Cuando un miembro comprimido está sometido a flexión desviada se debe magnificar los momentos calculados para cada uno de los ejes. Los factores de magnificación son calculados considerando la carga de pandeo P_c para cada eje por separado, basada sobre la adecuada longitud efectiva $k\ell_u$ y la correspondiente rigidez EI . La altura libre de la columna puede ser diferente en cada dirección y las relaciones de rigidez $\Sigma (EI/\ell_c)$ de las columnas, respecto a $\Sigma (EI/\ell)$ de las vigas que se empleen para el cálculo de ψ también pueden ser desiguales. Por lo tanto, las diferentes capacidades de resistencia al pandeo con respecto a los dos ejes dan lugar a distintos factores de magnificación.

Para el diseño de la sección se consideran simultáneamente los dos momentos magnificados por los respectivos valores δ . Los momentos se magnifican por separado con respecto a cada uno de los dos ejes para el diseño de la sección. En las Referencias 10.8 a 10.10 se dan las guías para este cálculo. Nótese que el momento M_2 en la Fórmula (10-6) se refiere al "momento mayor en el extremo" para la flexión con respecto a un eje. Dado que estos momentos M_2 según los dos ejes no siempre corresponden a un mismo extremo de la columna, en este último caso se debe verificar la condición más desfavorable para los dos extremos, considerando los momentos respectivos.

C-10.12 TRANSMISION DE LAS CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVES DEL SISTEMA DE ENTREPISO

Los requisitos de este Artículo se basan en una publicación que estudia el efecto de la resistencia del concreto del entrepiso sobre la resistencia de las columnas (Ref. 10.34). Según las disposiciones de este Artículo, cuando la resistencia del concreto de las columnas no excede la resistencia del concreto del entrepiso en más del 40 % no es necesario tomar precauciones especiales. Para las columnas de concretos con resistencias más elevadas se deben aplicar los métodos de las Secciones 10.12.1 o 10.12.2 para las columnas esquineras o de borde, y los métodos de las Secciones 10.12.1, 10.12.2 o 10.12.3 para las

columnas interiores con confinamiento adecuado en los cuatro lados.

C-10.12.1 La aplicación del procedimiento de vaciado del concreto descrito en la Sección 10.12.1 requiere el vaciado en el sistema de entrepisos de dos mezclas diferentes de concreto. La mezcla de menor resistencia debe vaciarse cuando el concreto de mayor resistencia aún se encuentra en estado plástico y debe ser adecuadamente vibrada para asegurar que los concretos están bien integrados. Esto requiere una coordinación cuidadosa de las entregas del concreto y el posible uso de retardadores. En algunos casos se pueden requerir servicios de inspección adicionales cuando se usa este método de vaciado. Es importante que el concreto de mayor resistencia sea colocado en la zona de la columna antes del de menor resistencia en el resto del entrepiso, para prevenir la colocación del concreto de menor resistencia en el área de la columna. El proyectista tiene la responsabilidad de indicar en los planos, donde deben colocarse los concretos de mayor y de menor resistencia.

Las Normas definen la zona donde debe colocarse el concreto de mayor resistencia, como una extensión de 60 cm a partir del perímetro de la columna, con lo cual se alejará la junta entre los concretos, de la zona donde el corte es más elevado.

C-10.13 MIEMBROS MIXTOS COMPRIMIDOS

C-10.13.1 Las columnas mixtas se definen sin hacer distinción entre columnas combinadas, mixtas o tubos rellenos de concreto. No se hace referencia a otros metales distintos del acero que se usan para refuerzo, porque su empleo conjuntamente con el concreto es poco frecuente en la construcción.

C-10.13.2 El mismo procedimiento usado para calcular la interacción carga-momento en secciones de concreto armado puede aplicarse a las secciones mixtas. Los diagramas de interacción para los tubos rellenos de concreto tendrían una forma similar a los que se encuentran en las publicaciones especializadas tal como en la Referencia 10.29, pero con γ ligeramente mayor que 1.0.

C-10.13.3 y C-10.13.4 El requisito de que las cargas axiales asignadas con concreto deben ser desarrolladas por transferencia con el mismo, significa que las columnas que tengan perfiles rellenos con o embutidos en concreto sin conectores adecuados, no pueden considerarse como columnas mixtas. La transferencia directa puede desarrollarse por medio de aletas, planchas, o barras, soldadas a los perfiles estructurales o tubos con anterioridad al vaciado del concreto. No es necesario considerar los esfuerzos de compresión originados por flexión como una parte de la carga que debe ser desarrollada por transferencia directa. El hecho de rodear simplemente un perfil estructural con una envoltura de concreto puede rigidizarlo pero no necesariamente incrementar su resistencia.

C-10.13.5 Puesto que las reglas de la Sección 10.11.3 para la estimación del radio de giro son sobradamente conservadoras para tubos rellenos de concreto, en esta Sección se proporciona un procedimiento alternativo. La fórmula seguida para evaluar EI es consistente con la Sección 10.11.5 y con ella se logra una estimación conservadora de la rigidez del concreto obteniéndose una magnificación de momentos y una estimación de resistencia conservadoras.

C-10.13.6 Núcleos de Concreto Embutidos en Perfiles Tubulares de Acero Estructural

En las secciones de concreto embutidas en perfiles tubulares de acero estructural, el espesor de las paredes metálicas debe ser lo suficientemente grande para que se alcance el esfuerzo cedente longitudinal antes de que se produzca su pandeo local.

C-10.13.7 Armadura Helicoidal Alrededor de un Núcleo de Acero Estructural

El confinamiento ejercido por la armadura helicoidal tiene el mismo efecto sobre el concreto que en el caso de columnas armadas longitudinalmente sólo con barras. La presión radial ejercida por la armadura helicoidal asegura la interacción entre el concreto, las barras de refuerzo y el núcleo de acero, de manera tal que las barras longitudinales rigidizarán y harán más resistente la sección de la columna.

C-10.13.8 Ligaduras Alrededor de los Núcleos de Acero Estructural

Un concreto que está encerrado lateralmente por ligaduras es probable que tenga una sección bastante delgada a lo largo de al menos una de las caras del núcleo de acero y no se debería suponer que hay una interacción completa entre el núcleo, el concreto y cualquier armadura longitudinal. Dado que el concreto tiende a separarse de las caras lisas del núcleo de acero, para mantener el concreto alrededor del núcleo es razonable que se requiera más ligaduras que las necesarias para las columnas corrientes de concreto armado. Debido a la probable separación entre el núcleo de acero y el concreto para grandes deformaciones, las barras longitudinales serán inefectivas para rigidizar la sección aún en el caso de que fuesen capaces de soportar fuerzas de compresión. Finalmente, la resistencia cedente del núcleo de acero debería limitarse a aquella que corresponde a deformaciones que puede admitir el núcleo sin que se produzca el desprendimiento del concreto. Se ha supuesto que el concreto comprimido axialmente no se desprenderá para deformaciones menores de 0.0018, por lo que la resistencia cedente de 0.0018×2100000 igual a 3780 kgf/cm² representa el límite superior del esfuerzo máximo aprovechable en el acero.

C-10.14 RESISTENCIA DEL CONCRETO AL APLASTAMIENTO

C-10.14.1 Este Artículo trata de la resistencia al aplastamiento del concreto en los apoyos. El esfuerzo permisible de $0.85 f'_c$ se basa en los ensayos estudiados en la Referencia 10.36. (Véase también el Artículo 15.8).

Cuando el área de apoyo es mayor que el área cargada en todos los lados, el concreto circundante confina el área de apoyo produciéndose un incremento en la resistencia al aplastamiento. No se da el espesor mínimo para el miembro de apoyo y usualmente este estará controlado por los requisitos de corte del Artículo 11.10.

Cuando la superficie de un apoyo es inclinada o escalonada se puede toda vía aprovechar la condición que el miembro del apoyo es más grande que el área cargada, en el caso en que las superficies laterales del bloque de apoyo (o de la pirámide o cono inscritos) no tengan una pendiente muy pronunciada. La Figura C-10.14 ilustra la aplicación del cono o pirámide truncados para encontrar A_2 . Estos conos o pirámides truncados no deben confundirse con las trayectorias según las cuales se distribuyen las cargas a medida que se transmiten hacia abajo a través del apoyo, pues la envolvente de estas trayectorias tendría una mayor pendiente. Sin embargo los conos o pirámides truncados tienen las caras con pendientes más suaves para asegurar que existe concreto confinando la zona de esfuerzos elevados. A_1 es el área cargada, que no puede ser mayor que el área o placa de apoyo.

REFERENCIAS

- 10.1 Nedderman, H., "Flexural Stress Distribution in Extra High Strength Concrete", MS Thesis, Universidad de Texas en Arlington, 1973.
- 10.2 Kaar, P. H., Hanson, N. W., y Capell, H. T., "Stress-Strain Characteristics, of High Strength Concrete", Simposio Douglas McHenry, Publicación Especial ACI SP-55, págs. 161-185.
- 10.3 Mattock, A. H., Kritz, L. B., y Hognestand, E., "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design", ACI Journal; Proceedings, V. 57, N° 8, febrero 1961, págs. 875-928.
- 10.4 Marín, J., "Comportamiento del Concreto Armado en Flexocompresión", Publicación del Departamento de Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería, UCV, 1970/77, 238 págs.
- 10.5 Marín, J., "Ábacos, Fórmulas y Criterios para el Cálculo de Columnas en Edificios de Concreto Armado. Resumen de una Investigación UCV-BANAP", Boletín Técnico IMME, N° 61-62, UCV., enero-junio 1978, págs. 45-102.

- 10.6 Winter, G., y Nilson, A. H., "Proyecto de Estructuras de Hormigón", Editorial Reverté, Barcelona, 1977, 721 págs.
- 10.7 Gonzáles Cuevas, O. M., Robles, F., Casillas, J., y Díaz de Cossio, R., "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México, 1975, 415 págs.
- 10.8 Weber, D. C., "Ultimate Strength Design Charts for Columns with Biaxial Bending", ACI Journal, Proceedings, V. 63, N° 11, noviembre 1966, págs. 1205-1230.
- 10.9 Parme, A. L., Nieves, J. M., y Gouwens, A., "Capacity of Reinforced Rectangular Columns Subjected to Biaxial Bending", ACI Journal, Proceedings, V. 63, N° 9, septiembre 1966, págs. 911-923.
- 10.10 Bresler, Boris, "Design Criteria for Reinforced Concrete Columns Under Axial Load and Biaxial Bending", ACI Journal, Proceedings, V. 57, N° 5, noviembre 1960, págs. 481-490.
- 10.11 Hansell, William y Winter, George, "Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Proceedings, V. 56, N° 3, septiembre 1959, págs. 193-214. (Discusión, marzo 1960, págs. 957-967).
- 0.12 Sant, Jagadish K., y Bletzacker, Richard W., "Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Proceedings, V. 58, N° 6, diciembre 1961, págs. 713-736.
- 10.13 Gergely, P., y Lutz, L. A., "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members", Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete, SP-20. American Concrete Institute, Detroit, 1968, págs. 1-17.
- 10.14 Kaar, P. H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges", Journal PCA Research and Development Laboratories, V. 8, N° 2, mayo 1966, págs. 2-12. También Development Department Bulletin D 106; Portland Cement Association.
- 10.15 Base, G. D., Reed, J. B., Beeby, A. W., y Taylor, H. P. J., "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams", Research Report N° 18, Cement and Concrete Association, Londres, diciembre 1966, 44 págs.
- 10.16 Lloyd, John P., Rejali, Hassen M., y Kesler, C. E., "Crack Control in One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire Fabric", ACI Journal, Proceedings, V. 66, N° 5, mayo 1969, págs. 366-376.

- 10.17 Leonhard, Fritz, "Sobre el Arte de Armar Estructuras de Concreto Armado", Separatas de los Boletines Técnicos del IMME Nos. 13 y 17, UCV., 1967, 84 págs.
- 10.18 C.E.B., "Recommandations Particulieres au Calcul et a la Execution des Poutres - Cloisons", Boletín N° 73 del CEB, París, junio 1970.
- 10.19 Park, R., y Paulay, T., "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México 1979, 796 págs.
- 10.20 Furlong, Richard W., "Column Slenderness and Charts for Design", ACI Journal; Proceedings, V. 68, N° 1, enero 1971, págs. 9-18.
- 10.21 "Reinforced Concrete Column Investigation - Tentative Final Report of Committee 105", ACI Journal, Proceedings, V. 29, N° 5, febrero 1933, págs. 275-282.
- 10.22 MacGregor, James G., Breen, John E., y Pfang, Edward O., "Design of Slende. Concrete Columns", ACI Journal, Proceedings, V. 67, N° 1, enero 1970, págs. 6-28.
- 10.23 Ministerio del Desarrollo Urbano. "Estructuras de Acero para Edificacio - nes. Proyecto, Fabricación y Construcción". Norma Venezolana COVENIN-MIN DUR 1618, vigente.
- 10.24 Wood, B. R., Beaulieu, D., y Adams, P. F., "Column Design by P-Delta Method", Proceedings, ASCE, V. 102, N° ST 2, febrero 1976, págs. 411-427.
- 10.25 Wood, B. R., Beaulieu, D., y Adams, P. F., "Further Aspects of Design by P-Delta Model", Proceedings, ASCE, N° ST 3, marzo 1976, págs. 487-500.
- 10.26 MacGregor, J. G., y Hage, S. E., "Stability Analysis and Design of Concrete", Proceedings, ASCE, V. 103, N° ST 10, octubre 1977.
- 10.27 MacGregor, J. G., Oelhafen, V. H., y Hage, S. E., "A Reexamination of the EI Value for Slender Columns", Reinforced Concrete Columns, (SP-50), American Concrete Institute, Detroit, 1975, págs. 1-40.
- 10.28 "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", Column Research Council, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 2a edición, 1966.
- 10.29 Comité ACI 340, "Ultimate Strength Design Handbook, V. 2, Columns", SP17A, American Concrete Institute, Detroit, 1970, 226 págs.
- 10.30 Breen, John E., MacGregor, James G., y Pfang, Edward O., "Determination of Effective Length Factors for Slender Concrete Columns", ACI Journal, Proceedings, V. 69, N° 11, noviembre 1972, págs. 669-672.

- 10.31 "Code of Practice for the Structural Use of Concrete, Part. 1. Design Materials and Workmanship", (CP110 - Part 1, noviembre de 1972) British Standards Institution, Londres, 1972, 154 págs.
- 10.32 Cranston, W. B., "Analysis and Design of Reinforced Concrete Columns", Research Report N° 20, Paper 41.020, Cement and Concrete Association, Londres, 1972, 54 págs.
- 10.33 Comité ACI 340, "Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-71", V. 1, SP-17 (73) 2a edición, 1973, American Concrete Institute, Detroit, 420 págs.
- 10.34 Bianchini, Albert C., Woods, Robert E., y Kesler Clyde E., "Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength", ACI Journal, Proceedings. V. 56, N° 11, mayo 1960, págs. 1149-1169.
- 10.35 Everard, Noel J., y Cohen Edward, "Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Columns", SP-7, American Concrete Institute, Detroit, 1964, 182 págs.
- 10.36 Hawkins, N. M., "The Bearing Strength of Concrete Loaded Through Rigid Plates", Magazine of Concrete Research (Londres), V. 20, N° 62, marzo 1968, págs. 31-40.

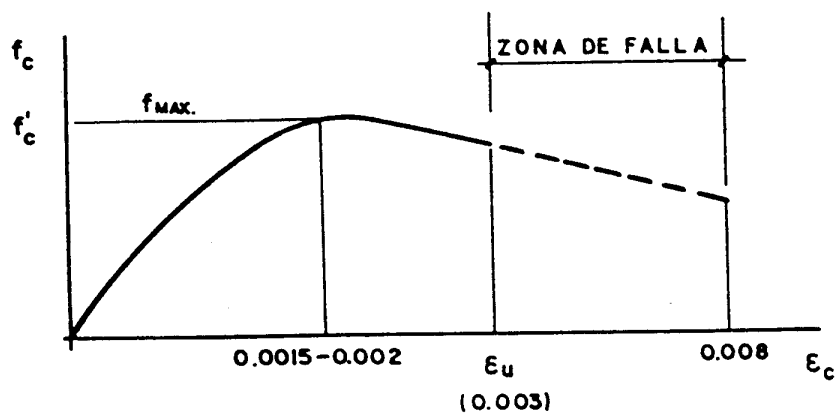
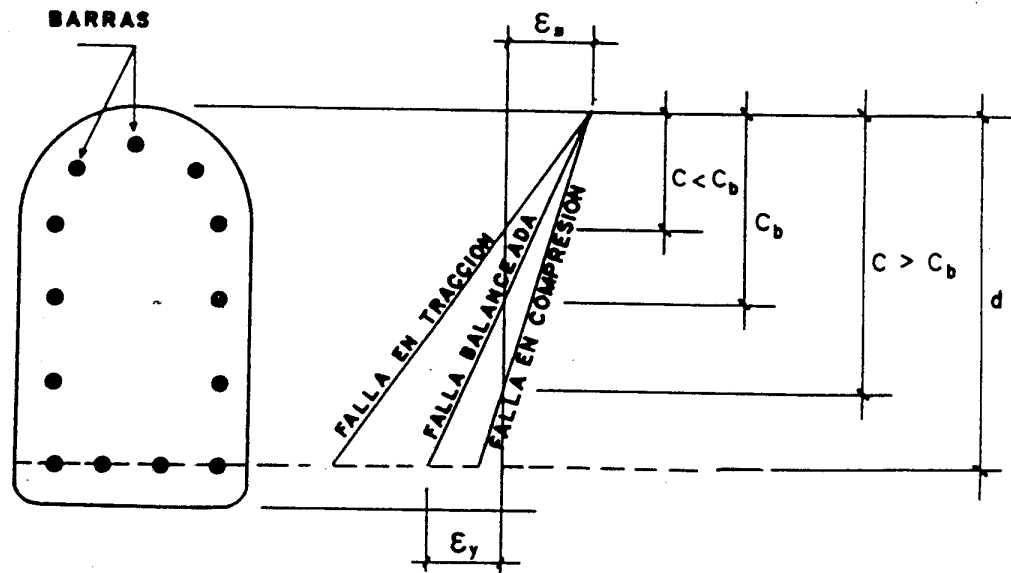
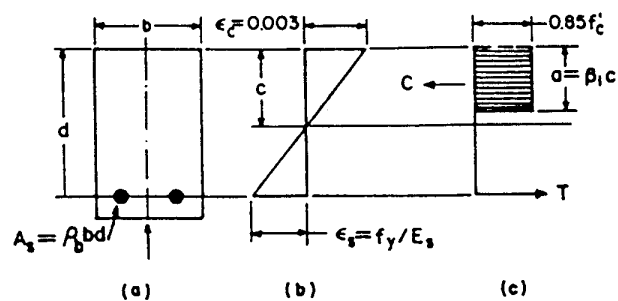


Figura C-10.2.6 DIAGRAMA TIPICO DE LA RELACION ESFUERZO DEFORMACION DEL CONCRETO EN COMPRESION



$$C_b = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} = d \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right)$$

Figura C-10.3.2 POSICION DEL EJE NEUTRO PARA LAS FALLAS EN TRACCION, BALANCEADA, Y EN COMPRESION



Condiciones de Falla Balanceada

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f'_c}{f_y} \frac{6300}{6300 + f_y}$$

$$c_b = d \frac{6300}{6300 + f_y}$$

Condiciones de Diseño

$$c_{\max} = 0.75 c_b = d \frac{4725}{6300 + f_y}$$

para $c \leq c_{\max}$

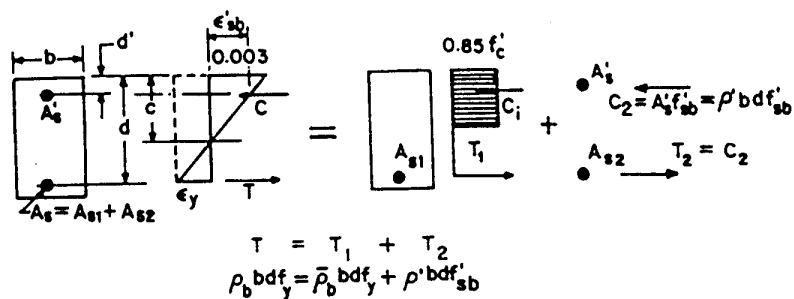
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1}{\beta_1} \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\phi M_n = \phi [A_s f_y d (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c})] =$$

$$= \phi [A_s f_y (d - \frac{a}{2})]$$

Figura C-10.3.3(a): Resistencia de las secciones rectangulares simplemente armadas.



Condiciones de Falla Balanceada

$$\rho_b = \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y}$$

$$c_b = d \frac{6300}{6300 + f_y}$$

donde:

$\bar{\rho}_b$ = cuantía de armadura balanceada para una sección rectangular simplemente armada.

f'_{sb} = esfuerzo en la armadura comprimida para las condiciones de deformación balanceada.

Condiciones de Diseño

$$c_{m\acute{a}x} = 0.75 c_b = d \frac{4725}{6300 + f_y}$$

para $c \leq c_{m\acute{a}x}$

$$\text{Si } \frac{A_s - A'_s}{b d} \geq \frac{0.85 \beta_1 f'_c d'}{f_y d} \frac{6300}{6300 + f_y}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1}{\beta_1} \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\text{siendo } a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b}$$

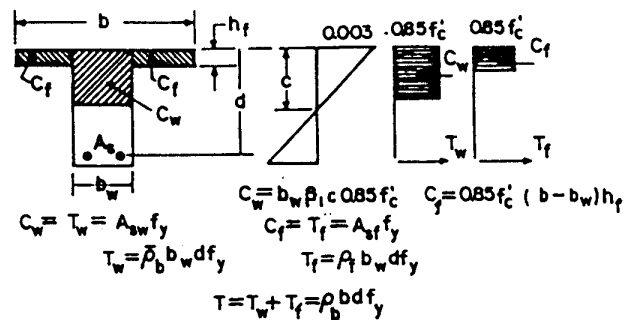
$$\phi M_n = \phi [(A_s - A'_s) f_y (d - \frac{a}{2}) + A'_s f_y (d - d')]$$

En el caso contrario cuando

$$\frac{A_s - A'_s}{b d} < \frac{0.85 \beta_1 f'_c d'}{f_y d} \frac{6300}{6300 + f_y}$$

se puede despreciar la armadura en compresión y calcular ϕM_n y c según las fórmulas de la Figura C-10.3.3(a)

Figura C-10.3.3(b): Resistencia de las secciones rectangulares doblemente armadas.



Condiciones de Falla Balanceada

$$\rho_b = \frac{b_w}{b} (\bar{\rho}_b + \rho_f)$$

donde:

El subíndice w se refiere al ancho del alma b_w y el subíndice f se refiere al ancho de los salientes del ala $b - b_w$

$\bar{\rho}_b$ = cuantía de armadura balanceada para una sección rectangular simplemente armada.

$\rho_f = \frac{A_{st}}{b_w d}$: cuantía de armadura de acero en tracción A_{sf} necesaria para desarrollar la resistencia en compresión de los salientes del ala.

$$A_{st} = \frac{c_f}{f_y} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y}$$

Condiciones de Diseño

Cuando el espesor del ala comprimida es menor que "a"

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \frac{b_w}{b} (\bar{\rho}_b + \rho_f)$$

$$\phi M_n = \phi [(A_s - A_{sf}) f_y (d - 0.5 h_f)]$$

$$\text{donde } A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_v}$$

Figura C-10.3.3(c): Resistencia de las secciones T simplemente armadas.

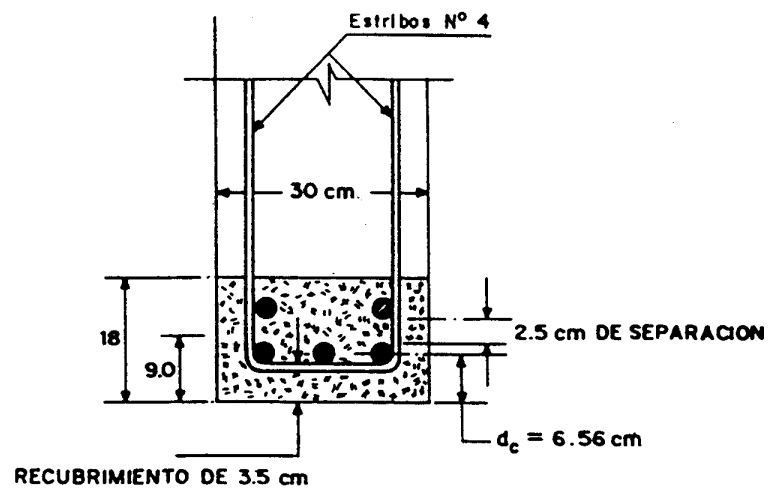
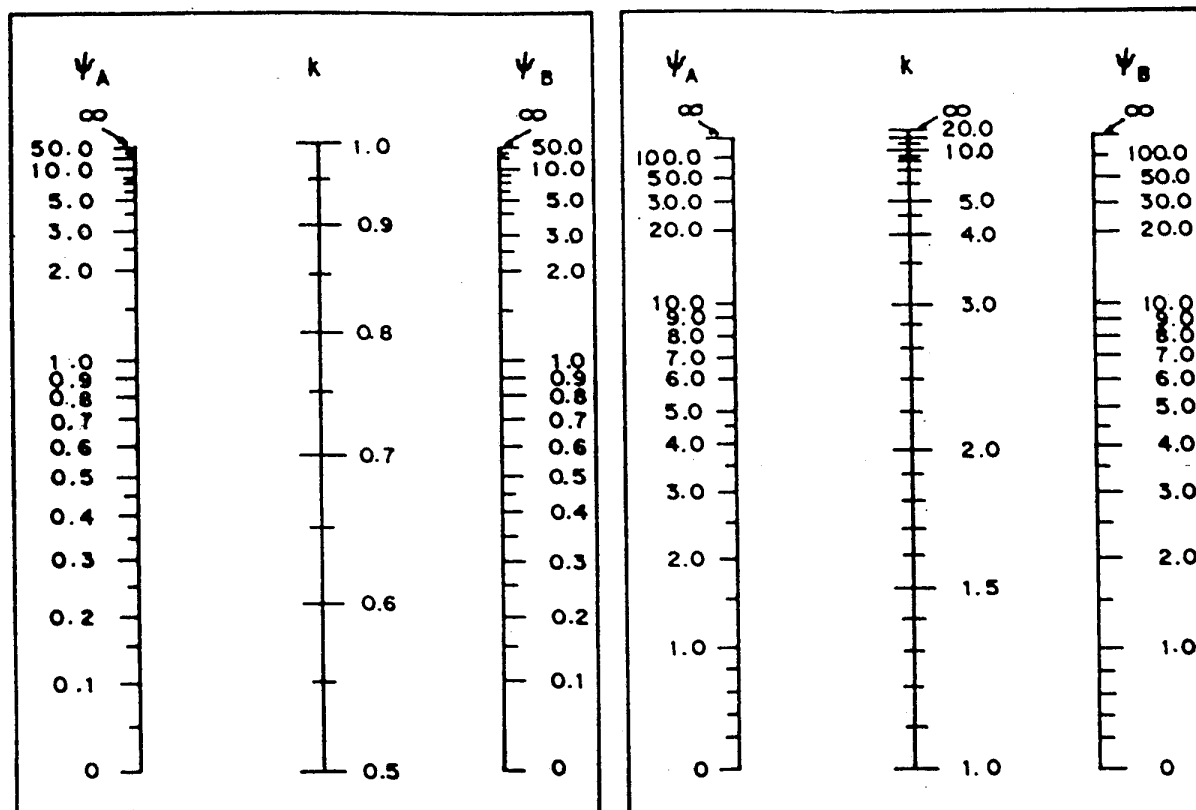


Figura C-10.6 AREA EFECTIVA DEL CONCRETO EN TRACCION . VIGA CON CINCO BARRAS DE 35.8 mm (N°11)



(a)

(b)

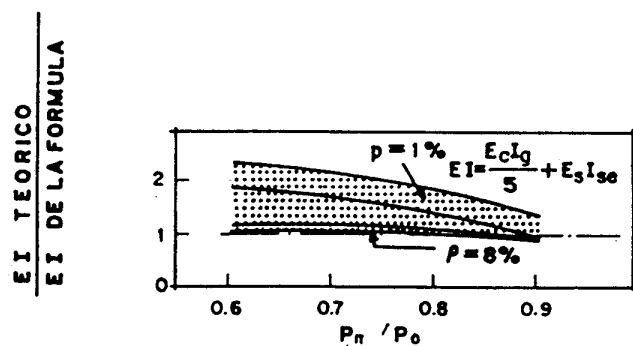
PORTICOS ARRIOSTRADOS

PORTICOS NO ARRIOSTRADOS

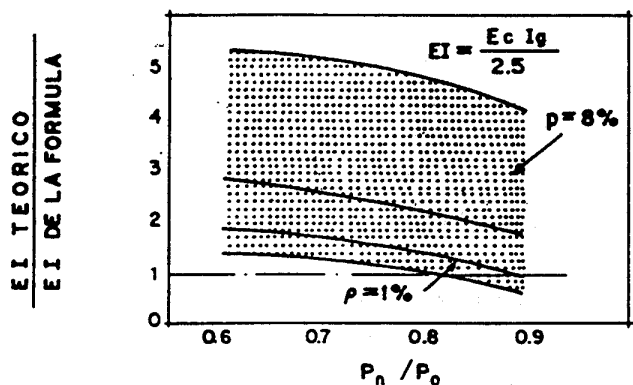
$$\psi = \frac{\sum (EI/\ell_c) \text{ DE MIEMBROS COMPRIMIDOS}}{\sum (EI/\ell) \text{ DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION}}$$

k = FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA

Figura C-10.11.2 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA



(a) FORMULA (10-10)



(b) FORMULA (10-11)

FIGURA C-10.11.5 COMPARACION DE LAS FORMULAS PARA
EI CON LOS VALORES OBTENIDOS DE
LOS DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA.

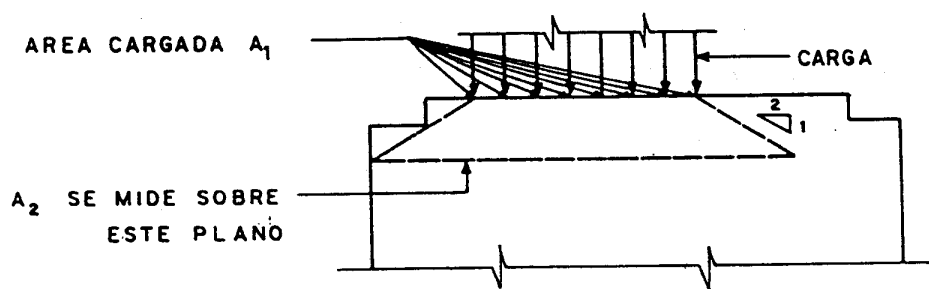
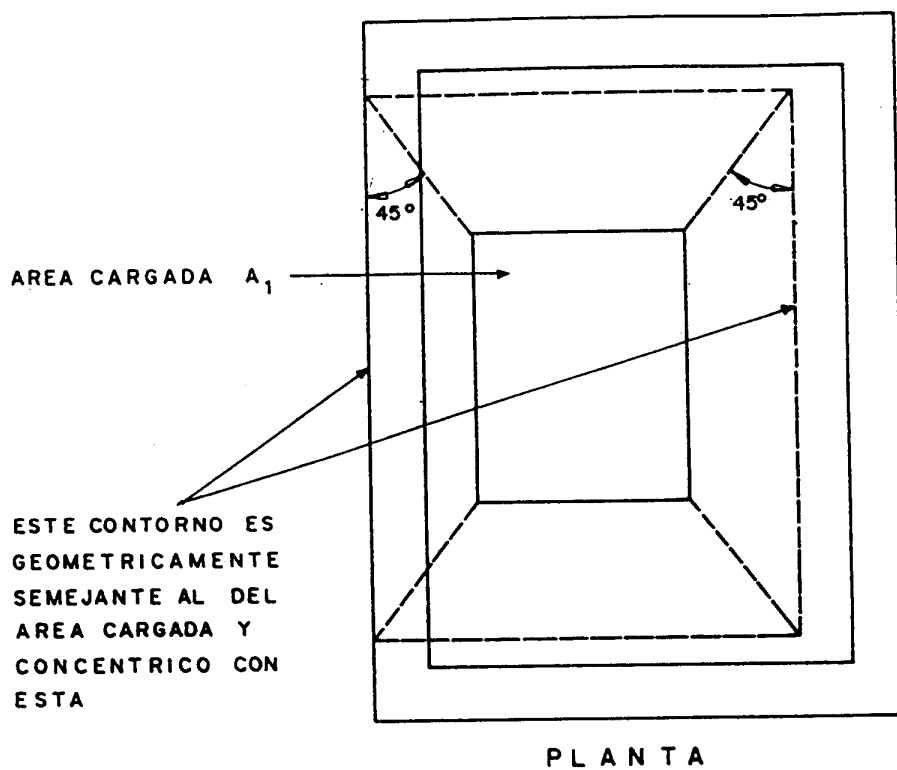


Figura C-10.14 APLICACION DE LO ESTABLECIDO EN ARTICULO 10.14 PARA OBTENER A_2 EN APOYOS CON CARAS ESCALONADAS O INCLINADAS

CAPITULO C-11 CORTE Y TORSION

Este Capítulo incluye las disposiciones para miembros de concreto sometidos a corte con o sin torsión. El concepto de corte por fricción (Artículo 11.6) es particularmente aplicable para el diseño de los detalles de armadura en estructuras prefabricadas. Se incluyen disposiciones especiales para vigas-pared (Artículo 11.7), ménsulas (Artículo 11.8), y muros estructurales (Artículo 11.9). Las disposiciones para el corte en losas, placas y zapatas (Artículo 11.10) incluyen un procedimiento de diseño de parrillas que forman el refuerzo de corte en los apoyos sobre columnas (Sección 11.10.4).

C-11.1 RESISTENCIA AL CORTE

C-11.1.1 En estas Normas las fórmulas básicas están expresadas en función de las fuerzas cortantes en lugar de los esfuerzos cortantes. Además, las fórmulas de diseño se presentan destacando la diferencia entre la fuerza cortante requerida o mayorada V_u y la resistencia de diseño al corte ϕV_n . Esta distinción entre las resistencias requeridas y las resistencias de diseño aclarará la aplicación del factor de minoración de resistencias ϕ para corte. Véase el Capítulo C-9 para una discusión adicional de los conceptos y la nomenclatura del diseño a la rotura.

Como es usual, la resistencia al corte se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre la sección efectiva completa $b_w d$.

Los ensayos han indicado que el esfuerzo cortante promedio sobre la sección efectiva completa puede aplicarse para secciones circulares (Ref. 11.1). Al definir d (Artículo 11.0) como la distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura longitudinal de la mitad opuesta del miembro, se trata de cubrir el caso de las secciones circulares sometidas sólo a cargas transversales, para las cuales b_w se toma como el diámetro del círculo.

En losas y placas nervadas con nervios de sección trapezoidal sometidos a tracción por flexión, el uso de b_w igual al promedio del espesor del nervio en la sección proporciona una estimación satisfactoria de la resistencia al corte. Los ensayos (Refs. 11.42 y 11.43) han indicado que si en la losa o placa con nervios de sección trapezoidal se produce compresión por flexión en la parte más angosta de los nervios, la mejor estimación de la resistencia al corte se obtiene cuando b_w se toma igual al espesor mínimo del nervio. (Con b_w igual al espesor promedio del nervio el valor medio de la relación entre resistencia de ensayos y resistencia calculada fue de 0.86 mientras que con b_w igual al espesor mínimo del nervio, esta misma relación de resistencia fue de

En un miembro sin armaduras de corte se supone que el alma de concreto resiste las fuerzas cortantes. En un miembro con armaduras de corte se admite que tanto la zona comprimida del concreto como dicha armadura resisten las fuerzas cortantes. En ambos casos la resistencia al corte asignada al concreto V_c es la misma y se toma igual al corte que produce una significativa fisuración inclinada. Estas hipótesis se discuten en las Referencias 11.1 a 11.4.

En las vigas de concreto se forman dos tipos de grietas inclinadas: las fisuras de corte del alma y las fisuras de corte-flexión. Estos dos tipos de agrietamiento inclinado se ilustran en la Fig. C-11.1.1.

Las fisuras de corte del alma comienzan en un punto interior de un miembro cuando los esfuerzos principales de tracción superan la resistencia en tracción del concreto. Las fisuras de corte-flexión se inician por una fisuración debida a la flexión, incrementándose los esfuerzos cortantes en el concreto en la zona donde terminan estas fisuras. Las grietas de corte-flexión se desarrollan cuando los esfuerzos cortantes y de tracción combinados exceden la resistencia en tracción del concreto.

El agrietamiento inclinado en miembros de concreto generalmente se origina por la flexión y el corte combinados. Las fisuras de corte del alma generalmente se producen cerca de los apoyos de las vigas-pared del alma delgada, o cerca de los puntos de inflexión o de los extremos de las vigas continuas, particularmente si las vigas están sometidas a tracción axial.

La resistencia al corte V_c , asignada al concreto se calcula de acuerdo al Artículo 11.3.

Las aberturas en el alma de un miembro reducen su resistencia al corte. Los efectos de estas aberturas pueden estudiarse en las Referencias 11.38 y 11.39.

C-11.1.2 En miembros de altura variable, el esfuerzo de corte en cualquier sección es incrementado o disminuido por la componente vertical de los esfuerzos de compresión inclinados debidos a la flexión. Los métodos de cálculo se describen en varios libros de texto. (Referencia 11.5).

C-11.1.3 La resistencia al corte aumenta cerca de cargas concentradas o reacciones, cuando estas introducen esfuerzos de compresión en el miembro. Consecuentemente, estas Normas permiten el diseño para la fuerza cortante mayorada máxima V_u , a una distancia d del apoyo.

Las condiciones típicas de apoyo para las cuales puede usarse la fuerza cortante mayorada a una distancia d del apoyo incluyen:

Miembros apoyados por contacto en su borde inferior, tal como se muestra en la Figura C-11.1.3(a).

Miembros unidos monolíticamente con otros, como se ilustra en la Figura C-11.1.3(b).

Las condiciones de apoyo para las cuales estas disposiciones no deben aplicarse incluyen:

Miembros unidos monolíticamente a otros que le sirven de apoyo, y que están sometidos a tracción tal como se muestra en la Figura C-11.1.3(c). En estos casos la sección crítica para el corte debe tomarse en la cara del apoyo. Además, debe investigarse el corte dentro del nodo y colocarse una armadura especial en las esquinas.

Miembros cargados en tal forma que se producen variaciones grandes en la fuerza cortante entre el apoyo y la distancia d del mismo. Esto ocurre comúnmente en las ménsulas y en las vigas donde se aplica una carga concentrada próxima al apoyo, como se muestra en la Figura C-11.1.3(d). En este caso debe usarse para el diseño el corte en la cara del apoyo.

C-11.2 CONCRETO LIVIANO

C-11.2.1 Se dan dos procedimientos alternativos para modificar las disposiciones sobre corte cuando se usa concreto con agregado liviano, los cuales se aplican únicamente a los términos de las fórmulas de este Capítulo que contienen $\sqrt{f'_c}$

C-11.2.1.1 La resistencia al corte del concreto depende de su resistencia a la tracción. Para el concreto de peso normal, la resistencia a la tracción indirecta f_{ct} es aproximadamente igual a $1.8 \sqrt{f'_c}$. Por lo tanto, cuando se conoce f_{ct} para un concreto de agregado liviano en particular (Sección 4.1.5), el valor $f_{ct}/1.8$ puede sustituir todos los valores de $\sqrt{f'_c}$ que afectan a V_c , T_c y M_{cr} , en las fórmulas de este Capítulo. Los ensayos (Ref. 11.6 y 11.7) han comprobado que éste es un procedimiento válido. Sin embargo, los valores calculados de la resistencia al corte para el concreto liviano no deben ser superiores a los del concreto de peso normal; por lo tanto, en los cálculos, el valor $f_{ct}/1.8$ no debe tomarse mayor que $\sqrt{f'_c}$.

C-11.2.1.2 La resistencia a la tracción del concreto liviano (con o sin reemplazo de arena) en forma simplificada puede tomarse como una proporción fija de la resistencia a la tracción del concreto de peso normal (Ref. 11.8). Si el agregado es liviano en su totalidad se aplica un factor modificador de 0.75 a los valores de la resistencia al corte correspondientes a concreto de peso normal. Si se combina arena natural con agregado grueso liviano, el factor de modificación es de 0.85. Se permite una interpolación lineal para el caso de un reemplazo parcial del agregado fino por arena. El uso de los factores 0.75 para el concreto "totalmente liviano" y 0.85 para el concreto "liviano con arena" implica un valor de 1.35 y 1.53 para la relación $f_{ct}/\sqrt{f'_c}$, respectivamente.

Estos valores se basan sobre datos obtenidos de ensayos sobre muchos tipos de concreto estructural con agregado liviano (Ref. 11.2 y 11.9).

C-11.3. RESISTENCIA AL CORTE ASIGNADA AL CONCRETO

C-11.3.1.1 y C-11.3.2.1 La Fórmula (11-6) es la expresión básica para la resistencia al corte de miembros sin armaduras de corte. La fórmula supone que la resistencia al corte aprovechable del concreto se agota cuando comienza a producirse el agrietamiento inclinado.

Los proyectistas deben tener en cuenta que la resistencia al corte es afectada por las tres variables que aparecen en la Fórmula (11-6): $\sqrt{f'_c}$ (como una medida de la resistencia a la tracción del concreto), ρ_w y $V_u d / M_u$. Sin embargo, algunos resultados de investigaciones (Ref. 11.10 y 11.11) indican que la Fórmula (11-6) sobrestima la influencia de f'_c y subestima la influencia de ρ_w y $V_u d / M_u$. Además en las Referencias 11.12 y 11.13 se señala que la resistencia unitaria al corte $V_c / b_w d$ disminuye a medida que aumenta la altura o espesor total del miembro.

El valor mínimo de M_u igual a $V_u d$ en la Fórmula (11-6) es para limitar V_c cerca de los puntos de inflexión.

Para la mayoría de los diseños, es conveniente suponer que el segundo término de la Fórmula (11-6) es igual a $0.03 \sqrt{f'_c}$ quedando $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$, como se permite en la Sección 11.3.1.1.

C-11.3.1.2, C-11.3.2.2 y C-11.3.1.3, C-11.3.2.3 Las Fórmulas (11-7) y (11-8), para los miembros sometidos a compresión axial simultáneamente con corte y flexión, se deducen en la Referencia 11.2.

Si N_u se aumenta progresivamente, el valor de V_c calculado por medio de las Fórmulas (11-6) y (11-7) excederá el límite superior dado por la Fórmula (11-8) sin que el valor de M_m dado por la Fórmula (11-7) se torne negativo. Además, el valor de V_c que se obtiene por la Fórmula (11-6) no tiene significado físico cuando se sustituye un valor negativo de M_m . En estas condiciones, para calcular V_c se debe usar la Fórmula (11-8) o la (11-4). La Fórmula (11-9) se incluye para el caso de tracción axial combinada con corte y flexión.

Los valores de V_c para los miembros sometidos a corte y carga axial se ilustran en la Figura C-11.3. Debido a la complejidad de la Fórmula (11-6) y (11-7), se permite el uso de las disposiciones alternativas de diseño según la Fórmula (11-4). Para miembros sometidos a compresión axial, se puede también optar por el uso del valor de $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$ despreciando el incremento de V_c debido a la compresión axial N_u .

En la Referencia 11.4 se discuten estas fórmulas y se comparan con resultados experimentales.

Las expresiones para el cálculo de V_c son aplicables a miembros de sección circular, siendo b_w el diámetro de la sección y d la distancia entre la fibra extrema en compresión y el baricentro del refuerzo en tracción de la mitad opuesta del miembro, como se indica en la Figura C-11.3.1 (Referencias 11.49 y 11.50).

C-11.3.1.4 Véase la Sección C-11.5.1.

C-11.4 RESISTENCIA AL CORTE ASIGNADA A LAS ARMADURAS

C-11.4.2 La limitación de la resistencia cedente de diseño de las armaduras de corte a 4200 kgf/cm², tiene por objeto controlar el ancho de las fisuras diagonales. Además, un acero de resistencia más elevada puede tener un comportamiento frágil cerca de los dobleces agudos.

C-11.4.3 Es esencial que las armaduras de corte (y torsión) estén adecuadamente ancladas en ambos extremos, para ser completamente efectivas en los dos lados de una posible fisura inclinada. Esto generalmente requiere un gancho o doblez en el extremo de la armadura como lo dispone el Artículo 12.12.

C-11.4.4 Límites de Separación para Armaduras de Corte

En la Figura C-11.4.4 se ilustra la separación de armaduras de corte, según el Artículo 11.4.

C-11.4.5 Armadura Mínima de Corte

La armadura de corte restringe el desarrollo de la fisuración diagonal, y por lo tanto aumenta la ductilidad y advierte la falla. Tal armadura es de gran importancia si un miembro es sometido a una inesperada fuerza de tracción o a una carga catastrófica. Consecuentemente se requiere un área mínima de la armadura de corte no menor que la dada por la Fórmula (11-10) en cualquier caso donde la fuerza cortante mayorada total V_u sea mayor que la mitad de la resistencia al corte asignada al concreto ϕV_c . Los requisitos del área mínima para la armadura de corte no se aplican a algunas clases de miembros: losas, placas y zapatas; entrepisos nervados y vigas planas. En las losas, placas y entrepisos nervados no es necesaria la armadura mínima al corte debido a la posibilidad de colaboración en la resistencia entre las zonas débiles y fuertes.

En las llamadas vigas planas formando parte de entrepisos, aunque las Normas las eximen del requisito de estribos mínimos cuando:

$$1/2 V_c \leq V_u \leq V_c$$

a veces es necesario colocar armadura transversal, tanto por razones puramente constructivas como para el arriostramiento de la armadura longitudinal comprimida.

C-11.4.5.2 Tal como se define en la Subsección 11.4.5.1, la armadura de corte puede omitirse en otros miembros, diferentes a las losas y placas, zapatas, entrepisos nervados y vigas planas, si se demuestra por medio de ensayos físicos que la resistencia requerida puede desarrollarse cuando no se colocan las armaduras de corte.

Cuando se ensaya un miembro para demostrar que sus resistencias al corte y flexión son adecuadas, se conocen sus dimensiones reales y las resistencias de los materiales, por lo tanto, el factor de reducción de resistencia ϕ se tomará igual a uno, es decir, las resistencias de diseño serán V_n y M_n . Con esto se garantiza un margen de seguridad satisfactorio para el caso en que la resistencia real de los materiales en obra fuese menor de la especificada, o las dimensiones del miembro fuesen erróneas, de manera que haya una reducción en la resistencia del miembro.

Si el miembro está restringido, el desarrollo de fuerzas y momentos en el mismo por efecto de acciones como asentamiento diferencial, fluencia, retracción y cambios de temperatura, puede causar una reducción significativa en la resistencia al corte cuando se omite la armadura del alma. Por lo tanto, se considera necesario que estos efectos estén simulados en todo ensayo cuyo objetivo es demostrar una resistencia adecuada al corte cuando no existan refuerzos de corte en el alma del miembro.

Cuando en los miembros sometidos a flexión actúen cargas repetidas, en el diseño debe tomarse en cuenta la posibilidad de la formación de fisuras inclinadas de tracción diagonal bajo cargas apreciablemente menores que para las correspondientes estáticas. En tales circunstancias, es prudente usar por lo menos la armadura mínima de corte dada por la Fórmula (11-10), aún cuando ensayos o cálculos basados en cargas estáticas indiquen que no se requiere armadura de corte.

C-11.4.5.4 Cuando un miembro está sometido a un momento de torsión mayorado T_u superior a $\phi (0.13 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y)$ la cantidad mínima de la armadura transversal del alma para corte y torsión combinados es de $3.5 b_w s / f_y$. Nótese que A_v es el área de las dos ramas de un estribo cerrado, mientras que A_t es el área de una sola rama de un estribo cerrado similar.

C-11.4.6 Diseño de las Armaduras de Corte

El diseño de las armaduras de corte se basa sobre una forma modificada de la analogía de la viga de celosía. Esta analogía supone que el corte total es

resistido por las armaduras de corte. Sin embargo una investigación extensa, tanto en miembros no pretensados como en los pretensados, ha indicado que las armaduras de corte necesitan diseñarse para resistir solo el corte en exceso del que causa la fisuración inclinada. Las Fórmulas (11-12), (11-13) y (11-14) están en función de la resistencia al corte V_s asignada a las armaduras a fin de aplicarlas directamente en las Fórmulas (11-1) y (11-2). Cuando se utilizan armaduras de corte perpendiculares al eje del miembro, su área requerida A_v se calcula por las Fórmulas:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (11-1)$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s) \quad (11-2)$$

$$V_u \leq \phi V_c + \frac{\phi A_v f_y d}{s} \quad (11-12)$$

Despejando A_v se obtiene:

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi f_y d}$$

En miembros de sección circular, A_v es el doble del área de la barra que constituye el zuncho o ligadura, y d es la distancia entre fibra extrema en compresión y el baricentro del refuerzo en tracción de la mitad puesta del miembro.

Similarmente, cuando se usan estribos inclinados como armaduras de corte:

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}$$

Cuando la armadura de corte consiste de una sola barra o un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$A_v = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y \sin \alpha}$$

donde $(V_u - \phi V_c)$ no debe exceder de $\phi 0.8 \sqrt{f'_c} b_w d$.

C-11.5 RESISTENCIA DE CORTE Y TORSIÓN COMBINADOS PARA MIEMBROS CON SECCIONES RECTANGULARES O CON ALAS

Los criterios de diseño para la torsión se basan en el informe del Comité 438 del ACI (Ref. 11.14) y están analizados e ilustrados como ejemplos en las Referencias 11.15 a 11.17.

C-11.5.1 Esta Sección permite despreciar la torsión en el diseño si el momento de torsión mayorado T_u es menor que $\phi (0.13 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y)$. Este límite para el momento de torsión se estableció teniendo en cuenta que el mismo produce un esfuerzo cortante máximo de $0.39 \sqrt{f'_c}$, el cual corresponde aproximadamente a un 25 % de la resistencia a la torsión pura de un miembro sin armadura de corte. En la Referencia 11.14 se indica que esta simplificación es aceptable, por cuanto una torsión de tal magnitud no causará una reducción significativa en la resistencia de agotamiento ni en flexión ni en corte.

En estos criterios de diseño por la torsión no se ha incluido el efecto de alabeo restringido. Sin embargo en el diseño de secciones abiertas de pared delgada puede ser necesario considerar este efecto.

C-11.5.1.1 El cálculo de la sumatoria $\Sigma x^2 y$ para secciones con alas depende de la selección de los rectángulos componentes. Estos rectángulos no deben solaparse. En el caso normal, donde los estribos cerrados están ubicados en el alma como se muestra en la Figura C-11.5.1(b) la cantidad $\Sigma x^2 y$ se debe tomar como los valores $x^2 y$ correspondientes al alma, extendiéndose sobre toda la altura de la sección, más los valores $x^2 y$ correspondientes a los salientes. Sin embargo en el caso especial de secciones, tales como la que se muestra en la Figura C-11.5.1(c), sería más ventajosa ubicar el estribo cerrado en el rectángulo componente superior, que es el de mayor espesor. En este último caso, la sumatoria $\Sigma x^2 y$ debe tomarse como el valor $x^2 y$ del rectángulo superior y sumarle el correspondiente al rectángulo inferior. En el caso de miembros sin armaduras en el alma, los rectángulos componentes no deben solaparse y pueden tomarse de tal manera que resulte el valor más alto posible para $\Sigma x^2 y$.

C-11.5.1.2 Los criterios de diseño del Artículo 11.5 pueden aplicarse a secciones en cajón con un espesor de pared igual o mayor que $x/4$. Si el espesor de la pared h_c es menor que $x/4$, la resistencia a torsión de una sección en cajón será menor que la de una viga maciza comparable. Esta reducción se toma en cuenta mediante el factor $4h_c/x$, lo cual es conservador cuando se compara con los resultados de los ensayos. Este criterio conservador es deseable, pues las vigas huecas con paredes delgadas, sometidas a torsión, pueden fallar frágilmente en comparación con la falla dúctil de vigas macizas. Además, la relación del momento de torsión de fisuración al momento de torsión de agotamiento decrece a medida que el espesor de la pared se reduce.

El espesor mínimo de $x/10$ evita la flexibilidad excesiva y el posible pandeo de la pared. Si h_c es menor que $x/10$ el diseño de la sección debe considerar la rigidez torsional de la sección hueca.

Las secciones en cajón tienen armaduras de torsión longitudinales, con menos de ocho barras distribuidas alrededor de su perímetro, deben tener un chaflán en cada esquina interior con un cateto mínimo de $x/6$. Cuando haya ocho o más barras, los chaflanes deben tener un cateto no menor de $x/12$, sin que sea necesario que éste exceda de 10 cm.

C-11.5.2 y C-11.5.3 En el diseño por torsión de estructuras de concreto armado se pueden distinguir dos casos (Ref. 11.18 y 11.19):

- a. Torsión de equilibrio: Cuando no es posible reducir los momentos de torsión para redistribución de fuerzas internas (Sección 11.5.2), puesto que los momentos de torsión se necesitan para equilibrar la estructura.
- b. Torsión de compatibilidad: Cuando sí es posible reducir los momentos de torsión para redistribución de las fuerzas internas después de la fisuración (Sección 11.5.3). Esto ocurrirá por ejemplo en una viga principal si la torsión se origina por la rotación torsional del miembro para mantener la compatibilidad de las deformaciones (Ref. 11.20).

La aplicación de ambas condiciones de diseño se ilustra en las Figuras C-11.5.2 y C-11.5.3. En el caso (a) se debe diseñar los miembros a torsión de acuerdo con las Secciones 11.5.4 a 11.5.10, para resistir la totalidad de los momentos de torsión de diseño.

En el caso (b) la estructura puede analizarse usando las condiciones de equilibrio y compatibilidad. Antes de la fisuración, la rigidez torsional requerida en las fórmulas de compatibilidad puede basarse sobre la sección no fisurada de acuerdo a la teoría de St. Venant. Sin embargo, en la fisuración por torsión, se produce un giro grande bajo un momento torsor esencialmente constante, produciéndose una gran redistribución de fuerzas en la estructura (Refs. 11.18 y 11.19). Si se aumenta las armaduras de torsión se incrementa el momento torsor de agotamiento. Sin embargo, esto no es necesariamente deseable, dado que este momento de torsión de agotamiento incrementado no puede alcanzarse sin una deformación mayor (Ref. 11.21). El momento torsor de fisuración es casi insensible a la cuantía de la armadura de torsión y, para el caso de la carga combinada aquí considerado, corresponde un esfuerzo de torsión de aproximadamente $1.06 \sqrt{f'_c}$. Por lo tanto, cuando el momento torsor supera el momento torsor de fisuración, se puede usar un método simple para analizar la estructura (Referencia 11.19). Es decir, en tal caso, se puede suponer que en las secciones críticas se tiene un momento de torsión mayorado máximo de $\phi (1.06 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y / 3)$. Para asegurar la suficiente ductilidad y para controlar el ancho de las fisuras, se deben proporcionar armaduras de corte para desarrollar un momento torsor de agotamiento igual al de fisuración. En este caso, las condiciones de compatibilidad no son ya necesarias y el momento torsor mayorado de agotamiento, a lo largo de la viga, puede determinarse estáticamente.

Cuando el momento torsor mayorado se calcula para un estado previo a la fisuración, mediante análisis elástico considerando las propiedades de la sección sin fisurar, y su valor está entre $\phi (0.13 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y)$ y $\phi (1.06 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y/3)$, las armaduras de torsión pueden diseñarse usando los momentos de torsión calculados reales. Un caso típico en el cual los momentos torsores pueden redistribuirse, es el de una viga de borde en la cual se empotran, de un lado solamente, vigas de entrepiso o una losa, como se ilustra en la Figura C-11.5.3. Si a tales miembros se transfieren los momentos de una losa cargada uniformemente (o de vigas muy juntas), el momento torsor será cero en el centro de la luz. Por lo tanto, las armaduras de torsión pueden reducirse hacia el centro de la luz, de acuerdo a una distribución lineal del momento torsor, pero hasta una cuantía no menor que la mínima especificada en la Subsección 11.4.5.4.

Es aconsejable un análisis más exacto en el caso de disposiciones especiales para las cuales se producen rotaciones de torsión importantes en una longitud limitada del miembro, tal como las producidas por un momento torsor grande ubicado cerca de una columna rígida.

C-11.5.4 Esta disposición es análoga a la de la Sección 11.1.3.

C-11.5.5 Resistencia a Momento Torsor

Esta disposición es análoga a la de la Sección 11.1.1. La resistencia a momento torsor de un miembro de concreto sin armar con sección rectangular puede expresarse por:

$$T = \alpha x^2 y f_t$$

donde α es un coeficiente que depende de la relación y/x , siendo x e y la menor y la mayor dimensión de una sección rectangular, y f_t la resistencia a la tracción del concreto. El coeficiente α varía desde 0.208 a $1/3$ en la teoría elástica y desde $1/3$ a $1/2$ en la teoría plástica. Sin embargo, una teoría que se basa en el mecanismo de flexión para la falla en torsión demuestra que α puede tomarse como $1/3$ (Ref. 11.15). Este valor del coeficiente coincide con el máximo de α en la teoría elástica, y con su mínimo en la teoría plástica. Por simplicidad se adopta para α el valor de $1/3$ que ha sido recomendado por el Comité 438 del ACI (Ref. 11.14).

Se supone que la resistencia a momento torsor de una sección con alas es igual a la suma de las resistencias a momento torsor del alma y de las alas. Ensayos sobre miembros aislados han comprobado que esta suposición es conservadora en el caso en que el saliente del ala no exceda de tres veces su espesor. El Comité 438 del ACI recomienda estas reglas de diseño para vigas que se construyen monolíticamente con losas, como se muestra en la Figura C-11.5.2. Puesto que el esfuerzo cortante debido a la torsión es una medida de la tracción

diagonal, se puede reemplazar f_t en la fórmula anterior por el esfuerzo de corte v_t proveniente de la torsión. Por lo tanto despejando T :

$$T = \frac{v_t \sum x^2 y}{3}$$

donde $\sum x^2 y$ es la suma de los valores correspondientes a los rectángulos componentes de la sección que resiste la torsión. El momento torsor límite por debajo del cual se podrían despreciar los efectos de torsión se expresa por la fórmula:

$$T_u = \phi (0.39 \sqrt{f'_c} \frac{\sum x^2 y}{3}) = \phi (0.13 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y)$$

y los otros momentos torsores se deducen en forma semejante.

C-11.5.6 Resistencia a la Torsión Asignada al Concreto

C-11.5.6.1 La Fórmula (11-17) se basa en un límite para los esfuerzos cortantes debidos a la torsión de $0.63 \sqrt{f'_c}$. En el caso de torsión pura se supone que este valor es el esfuerzo con el que el concreto contribuye a la resistencia de agotamiento en torsión. Este esfuerzo cortante corresponde a un momento torsor igual al 40 % del momento torsor de fisuración de una viga sin armaduras en el alma. Consecuentemente este esfuerzo predice en forma conservadora la fisuración y falla por torsión de un alma sin refuerzos. Este criterio conservador se justifica por dos razones. En primer lugar, la resistencia a torsión de una viga sin armaduras en el alma puede reducirse hasta la mitad debido a la aplicación simultánea de momentos flectores y torsores; por lo tanto, al limitar los esfuerzos de corte por torsión a los que corresponden al 40 % del momento torsor de fisuración, se puede despreciar el efecto del momento flector en la resistencia a torsión de vigas sin armaduras en el alma. En segundo lugar, los miembros sometidos a grandes momentos de torsión deben diseñarse con armaduras de torsión.

En el caso de torsión, corte y flexión combinados, la interacción de la torsión y el corte se toma en cuenta por medio de una curva circular (Ref. 11.15). Los denominadores en las Fórmulas (11-17) y (11-5) fueron deducidos considerando esta curva (Refs. 11.14 y 11.17).

Aunque el efecto de la flexión no está explícito en las Fórmulas (11-17) y (11-5), está considerado al adoptar como límite un esfuerzo de corte por torsión que corresponde a un 40 % del momento torsor de fisuración. De aquí que para las vigas sin armaduras de torsión en el alma estas fórmulas son conservadoras para cualquier combinación de torsión, corte y flexión.

C-11.5.6.2 El efecto de la tracción axial sobre el momento torsor, al producirse la fisuración diagonal por tracción, aún no ha sido estudiado

experimentalmente. Puesto que el efecto teórico de la tracción axial sobre el momento torsor de fisuración es similar a su efecto sobre el corte, en el estado de fisuración diagonal por tracción, se aplica a la torsión el mismo coeficiente de reducción que el usado en la Fórmula (11-9).

C-11.5.7 Requisitos para las Armaduras de Torsión

C-11.5.7.1 y 11.5.7.2 Se permite aquí un método simple y conservador para disponer las armaduras de torsión que consiste en agregar las armaduras requeridas para resistir la torsión a las necesarias para resistir al corte, la flexión y las fuerzas axiales.

C-11.5.7.3 Para resistir los esfuerzos de tracción diagonal debidos a la torsión, se requieren armaduras longitudinales en conjunto con armaduras transversales cerradas y si no se colocan estos dos tipos de armaduras uno sólo sería relativamente inefectivo. Los estribos deben ser cerrados, puesto que las fisuras inclinadas debidas a la torsión pueden aparecer en todas las caras del miembro.

En el caso general de secciones en cajón y en el particular de secciones macizas sometidas principalmente a torsión, el recubrimiento de los estribos puede desprenderse para valores altos del momento torsor. Esto hace inefectivos los empalmes por solape de los estribos, lo que conduce a una falla prematura por torsión (Ref. 11.22). Por ello, para estos tipos de miembros y cargas, los estribos cerrados no deben formarse mediante parejas de estribos en U que se solapan mutuamente.

En el caso más usual de secciones macizas sometidas a torsión junto con un momento flector considerable, no se produce ese desprendimiento del recubrimiento de los estribos. Por lo tanto, aquí es posible usar los estribos cerrados que se forman por parejas de estribos en U, solapándose mutuamente, siempre que se satisfagan los requisitos para empalmes de la Sección 12.12.5 (Referencia 11.23).

C-11.5.7.4 Al limitar la resistencia cedente de diseño de las armaduras de torsión a 4200 kgf/cm^2 se establece un control sobre el ancho de las fisuras diagonales. Además, las armaduras de alta resistencia pueden comportarse frágilmente cerca de los dobleces agudos.

C-11.5.7.5 Es esencial que las armaduras de torsión (y de corte) estén ancladas adecuadamente en ambos extremos, para que sean completamente efectivas a cada lado de una potencial fisura inclinada. Esto generalmente requiere un gancho o doblez en los extremos de las armaduras como se establece en el Artículo 12.12.

Los estribos dispuestos para resistir torsión deben anclarse doblándolos dentro del núcleo de concreto. Sin embargo, en lugar de terminar en gancho, la rama exterior de los estribos en las vigas puede prolongarse para su desarrollo dentro de las losas.

C-11.5.7.6 La distancia requerida ($b_t + d$) más allá del punto en que teóricamente se necesita armadura de torsión es mayor que la usada comúnmente para las armaduras de corte y flexión. Esto es deseable debido a que las fisuras de tracción diagonal por torsión se desarrollan en una forma helicoidal.

C-11.5.8 Límites de Separación para las Armaduras de Corte

C-11.5.8.1 La separación de los estribos debe limitarse a los valores indicados para asegurar el desarrollo de la resistencia de agotamiento por torsión de las vigas, prevenir una pérdida excesiva de la rigidez torsional después de la fisuración y controlar el ancho de las fisuras.

C-11.5.8.2 Se requieren barras longitudinales en cada esquina de los estribos para anclar sus ramas y facilitar el montaje de las armaduras. Además se ha comprobado que las barras esquineras son muy efectivas para desarrollar la resistencia a torsión y controlar las fisuras.

C-11.5.9 Diseño de las Armaduras de Torsión

La Fórmula (11-18) se presenta en función de la resistencia al momento torsor T_s asignada a las armaduras de torsión para aplicarse directamente en las Fórmulas (11-15) y (11-16). El área requerida para una rama de un estribo cerrado que resiste torsión, A_t , se calcula en la siguiente forma:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (11-15)$$

$$\leq \phi (T_c + T_s) \quad (11-16)$$

$$T_u \leq \phi T_c + \frac{\phi A_t \alpha_t x_1 y_1 f_y}{s} \quad (11-18)$$

Despejando A_t

$$A_t \geq \frac{(T_u - \phi T_c) s}{\phi f_y \alpha_t x_1 y_1}$$

donde:

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \frac{y_1}{x_1} \leq 1.50$$

En las secciones con alas, los estribos cerrados pueden colocarse ya sea en el mayor o en todos los rectángulos componentes. En el primer caso el factor $x_1 y_1$ en la Fórmula (11-18) corresponde a las dimensiones de los estribos cerrados colocados en el rectángulo mayor. Si los estribos cerrados se colocan en todos los rectángulos componentes, los ensayos de torsión pura sobre una serie limitada de modelos indican que la Fórmula (11-18) puede aplicarse separadamente a cada rectángulo componente usando x , y , x_1 e y_1 para el rectángulo en consideración.

El ancho saliente del ala que se utiliza en el diseño no excederá de tres veces su espesor y la dimensión correspondiente al estribo se tomará como el ancho del ala menos el recubrimiento del concreto hasta el centro del estribo. Los estribos del ala deben estar anclados firmemente en el alma.

C-11.5.9.3 La Fórmula (11-19) requiere que el volumen de las armaduras longitudinales sea igual al volumen de los estribos cerrados que se obtienen según la Fórmula (11-18), a menos que se necesite una cantidad mayor de armaduras longitudinales para satisfacer los requisitos mínimos dados por la Fórmula (11-20).

C-11.5.9.4 La armadura de torsión debe ser diseñada para alcanzar el esfuerzo cedente antes que el concreto se triture. Los resultados experimentales indican que para torsión pura el esfuerzo cortante máximo debe limitarse a $3.2 \sqrt{f'_c}$. (Ref. 11.24). En el caso de vigas sometidas a torsión, corte y flexión se consideró razonable suponer que la función de interacción entre el esfuerzo máximo por corte y el esfuerzo máximo por torsión tiene una forma elíptica. La resistencia límite al momento de torsión T_n igual a cinco veces el valor dado por la Fórmula (11-17), se basa en esta hipótesis.

C-11.6 RESISTENCIA AL CORTE POR FRICCIÓN

C-11.6.1 Virtualmente todas las disposiciones concernientes al corte con excepción de lo establecido en el Artículo 11.6, tienen más bien el propósito de prevenir las fallas por tracción diagonal que las fallas directas por transferencia de corte. El propósito de las disposiciones de el Artículo 11.6 es de proveer un método de diseño para las condiciones donde debe considerarse la transferencia del corte, tales como las que se originan en la superficie de contacto entre dos concretos vaciados en diferentes etapas, en las superficies de contacto entre concreto y acero, en el diseño de conexiones para estructuras de concreto prefabricado y en otras situaciones donde se considera apropiado investigar la transferencia de corte a través de un plano determinado. (Véase las Referencias 11.25 a 11.28, y la 11.46).

C-11.6.3 El concreto sin fisuras es relativamente resistente al corte directo, sin embargo, existe siempre la posibilidad de que se forme una fisura en una posición desfavorable. El procedimiento de diseño según el concepto de corte por fricción consiste en suponer que se formará una grieta y proporcionar la armadura necesaria a través de la grieta supuesta para limitar el desplazamiento relativo de sus bordes. Cuando el corte actúa a lo largo de una grieta, se produce el deslizamiento de una cara de la fisura con relación a la otra.

Si las caras de la grieta son rugosas e irregulares, este deslizamiento está acompañado por la separación de las mismas. Para el estado de agotamiento, esta separación es suficiente para producir tracción en las armaduras que

atraviesan la grieta hasta alcanzar el esfuerzo cedente, y como consecuencia se origina una fuerza de compresión $A_{vf} f_y$ entre las caras de la fisura. El corte aplicado es entonces resistido por la fricción entre las caras de la grieta, la resistencia al corte de los salientes en estas caras, y la acción de clavija de las armaduras que atraviesan la fisura.

El éxito en la aplicación del Artículo 11.6 depende del criterio de selección adecuado para la ubicación de la supuesta fisura. Algunos ejemplos se ilustran en la Figura C-11.6.3.

En el apoyo extremo de una viga prefabricada pueden ser necesarios estribos o ligaduras para encerrar las armaduras de corte por fricción y prevenir la formación de un plano secundario de falla alrededor de dichas armaduras. (Véase el ejemplo en el Artículo 5.8 de la Referencia 11.46).

En la ménsula corta, dependiendo de su geometría y distribución de armaduras, el modo de falla por corte puede ser de tracción diagonal o de transferencia de corte según el plano indicado.

El uso del concepto de corte por fricción en el diseño de ménsulas se detalla en el Artículo 11.8, Disposiciones Especiales para las Ménsulas.

El detalle que ilustra una plancha fijada en la cara de una columna, donde los conectores actúan como armaduras de corte por fricción y deben estar anclados firmemente en el núcleo confinado de la columna. Puede ser necesario colocar ligaduras especiales para encerrar las armaduras de corte por fricción, con el fin de prevenir la formación de un plano secundario de falla alrededor de los anclajes.

La relación entre la resistencia para la transferencia de corte y la orientación de las armaduras que atraviesan el plano de corte puede expresarse de varias maneras. Las Fórmulas (11-21) y (11-22) de la Sección 11.6.4 se basan en el modelo más simple de comportamiento, el modelo de corte por fricción. El uso de este modelo simplificado de comportamiento predice conservadoramente la resistencia a la transferencia de corte. Existen otras relaciones menos simples que dan una evaluación más precisa de esta resistencia. (Véase las Referencias 11.44 a 11.46). Estos métodos pueden usarse en el diseño bajo las disposiciones de la Sección 11.6.3.

C-11.6.4.1 y C-11.6.4.2 Las resistencias nominales de corte por fricción dadas en las Subsecciones 11.6.4.1 y 11.6.4.2 se pueden sustituir directamente en la Fórmula (11-1). El área requerida de las armaduras para transferir el corte, A_{vf} , se calcula a partir de la Fórmula (11-1), combinada con una de las Fórmulas de corte por fricción. Si se usa, por ejemplo, la Fórmula (11-21), se tendrá:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (11-1)$$

sustituyendo en (11-1) el valor V_n en la Fórmula (11-21)

$$V_u \leq \phi A_{vf} f_y \mu$$

Despejando A_{vf} ,

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

Un procedimiento similar se sigue cuando se emplea la Fórmula (11-22). Además debe respetarse el límite superior especificado del corte, indicado en la Sección 11.6.5

Cuando la armadura de corte por fricción está inclinada con respecto al plano de corte, en tal forma que la componente de la fuerza de corte paralela a la armadura tiende a producir tracción en la misma, tal como se muestra en la Figura C-11.6.4, entonces parte del corte es resistido por la componente de la fuerza de tracción en la armadura, actuando paralelamente al plano de corte (Referencia 11.44).

Este comportamiento está reflejado en la Fórmula (11-22), y la misma debe usarse solamente cuando la componente de la fuerza de corte paralela al refuerzo, produce tracción en el mismo, como se muestra en la Fig. 11-13. Cuando α_f es mayor de 90° el esfuerzo en la armadura es menor de f_y y la Fórmula (11-22) no es válida.

C-11.6.4.4 En los cálculos del método de corte por fricción, se supone que toda la resistencia al corte se debe a la fricción entre las caras de la grieta. Por lo tanto es necesario usar en las Fórmulas de corte por fricción, valores del coeficiente de fricción artificialmente altos para el concreto vaciado monolíticamente y para concreto vaciado contra concreto endurecido con superficie rugosa, para que así la resistencia al corte calculada esté acorde en forma razonable con los resultados de los ensayos. Para el caso de concreto vaciado contra concreto endurecido que no tenga la rugosidad (que satisfaga) la Sección 11.6.9, la resistencia al corte se debe primordialmente a la acción de clavija de las armaduras y los ensayos indican que para este caso es apropiado el valor especificado de $\mu = 0.6 \lambda$. Nótese la modificación de μ cuando se usa concreto "totalmente liviano" o concreto "liviano con arena" (Ref. 11.45).

El valor de μ especificado para concreto vaciado contra acero estructural laminado se refiere al diseño de uniones entre miembros de concreto prefabricado o entre miembros estructurales de acero y de concreto. Para transferir el corte pueden usarse barras de refuerzo o espárragos de anclaje; también es común la soldadura en obra a planchas de acero después del vaciado de concreto. El diseño de conectores de corte para la acción compuesta con vigas de acero no está cubierta por estas disposiciones, pero debe estar de acuerdo con las normas

COVENIN-MINDUR 1618, "Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto. Fabricación y Construcción", (Referencia 11.47).

C-11.6.5 Este límite de resistencia al corte se especifica para evitar congestión de armaduras y también porque las Fórmulas (11-21) y (11-22) no son conservadoras cuando V_n tiene un valor más grande.

C-11.6.7 Si una fuerza resultante de tracción actúa a través de un plano de corte a fin de resistir esta tracción deben colocarse armaduras adicionales a las previstas para transferir el corte. Fuerzas resultantes de tracción no previstas han causado fallas, especialmente en los apoyos de vigas. Las tracciones pueden ser causadas por restricción de deformaciones debidas a cambios de temperatura, fluencia y retracción, etc..

Cuando un momento flector actúa sobre un plano de corte los esfuerzos de tracción y compresión debidos a la flexión se equilibran recíprocamente. No se produce cambio en la compresión resultante $A_{vf} f_y$ que actúa a través del plano de corte y por lo tanto no se afecta la resistencia para transferir el corte. Por ello no es necesario proveer armaduras adicionales para resistir los esfuerzos de tracción por flexión, a menos que la armadura requerida para tracción por flexión exceda la cantidad de la armadura provista para transferir el corte en la zona de tracción por flexión. Esto se ha demostrado experimentalmente (Ref. 11.48).

También se ha demostrado experimentalmente (Ref. 11.28) que si una fuerza resultante de compresión actúa a través de un plano de corte, la resistencia para transferir el corte es función de la suma de la fuerza resultante de compresión y la fuerza $A_{vf} f_y$ desarrollada por la armadura de corte por fricción. La ventaja que resulta de la presencia de una fuerza de compresión a través del plano de corte, podrá considerarse en el diseño para reducir la cantidad de la armadura de corte por fricción requerida, solo si se tiene certeza absoluta de que la fuerza de compresión es permanente.

C-11.6.8 Cuando no haya momento flector que actúa a través del plano de corte, una armadura uniformemente distribuida a lo largo del plano de corte reducirá al mínimo el ancho de las grietas y por lo tanto es preferible. Cuando un momento flector actúa a través del plano de corte es deseable distribuir la armadura para transferir el corte en forma tal que la mayor parte de la misma se ubique en la zona de tracción por flexión.

Puesto que las armaduras de corte por fricción trabajan en tracción, deben tener el anclaje total que corresponde a tracción en ambos lados del plano de corte. Además, el anclaje del acero de corte por fricción debe anclarse en una zona adecuadamente confinada por armaduras; en caso contrario, una grieta

potencial podría pasar entre el acero de corte por fricción y el concreto. Este requisito se aplica particularmente a espárragos que se usan con planchas o perfiles para conexiones en concreto prefabricado. El anclaje puede desarrollarse mediante adherencia, anclajes mecánicos soldados, o espigas roscadas y planchas o perfiles para conexiones atornilladas. Sin embargo, las limitaciones de espacio a menudo requieren un anclaje mecánico soldado. Véase la Referencia 11.46.

C-11.7 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA VIGAS-PARED

C-11.7.1 Las disposiciones para el diseño de vigas-pared se basan en los resultados de más de 250 ensayos (Ref. 11.1, 11.29 y 11.30) y están dirigidas para aplicarse sólo a miembros cargados sobre el borde superior o cara comprimida y con una relación luz-altura menor de 5. Si las cargas son aplicadas en los lados o en el borde inferior del miembro, el diseño al corte debe ser el mismo que para miembros corrientes. Las armaduras longitudinales de tracción en las vigas-pared deben prolongarse hasta el apoyo y anclarse adecuadamente con la debida longitud de desarrollo con o sin ganchos, o bien soldarse a dispositivos especiales. No se recomienda utilizar barras dobladas.

C-11.7.6 A medida que la relación luz-altura de un miembro disminuye, su resistencia al corte aumenta por encima de las fuerzas cortantes que producen la fisuración diagonal de las vigas corrientes. En tal caso, en la Fórmula (11-24) se supone que la fisuración diagonal ocurre para la misma resistencia al corte como en las vigas corrientes, pero que la resistencia al corte asignada al concreto será mayor que la necesaria para producir la fisuración diagonal. La magnitud de este incremento está dada por el primer factor de la Fórmula (11-24), el cual no debe exceder un límite conservador establecido en 2.5.

Los proyectistas deben tener en cuenta que un corte superior al que produce la fisuración diagonal puede causar grietas visibles a menos que se coloquen armaduras de corte.

C-11.7.7 Como la inclinación de las fisuras diagonales puede ser mayor de 45°, en las vigas-pared se requieren armaduras de corte tanto horizontales como verticales. Las cantidades relativas de las armaduras de corte horizontales y verticales que se obtienen por medio de la Fórmula (11-25) pueden variar dentro de ciertos límites siempre que se cumplan los requisitos de separación y cuantías mínimas. La Fórmula (11-25) permite determinar el valor de V_s que en este caso de vigas-pared depende del conjunto de las armaduras de corte horizontales y verticales. Las armaduras de corte A_v y A_{vh} , en función de la fuerza cortante mayorada V_u pueden calcularse de la siguiente forma:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (11-1)$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s) \quad (11-2)$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) \right] f_y d \quad (11-25)$$

Reordenando los términos:

$$\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) = \left(\frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} \right)$$

Se recalca especialmente la importancia de un anclaje adecuado para las armaduras de corte. Las armaduras horizontales del alma deben extenderse hasta el apoyo y anclarse de la misma manera que las armaduras en tracción. La distribución de las cargas actuantes en la parte superior de las vigas-pared deben satisfacer requisitos similares a los establecidos para las ménsulas.

C-11.7.10 Basándose en el análisis llevado a cabo para las secciones críticas especificadas en la Sección 11.7.4, se puede determinar si el miembro necesita o no armaduras de corte. Si las necesita, tienen que colocarse a todo lo largo de la luz de la viga.

C-11.8 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LAS MÉNSULAS

Las ménsulas son voladizos con relación de luz de corte a espesor menor de la unidad, $a/d \leq 1$, por lo cual tienden a comportarse como simples cerchas o vigas pared. Como la resistencia de las ménsulas está controlada por el modo de falla que es distinto al de los voladizos con relación $a/d > 1$, deberán ser diseñadas de acuerdo con las prescripciones de esta Sección. Así por ejemplo, la ménsula mostrada en la Figura C-11.8(a) puede fallar por corte a lo largo del interfase de la columna y el voladizo, por fluencia de la armadura que resiste tracción, por trituración del concreto que resiste la componente de compresión, o por aplastamiento o corte directamente debajo de la placa de carga. Además de los modos de fallas descritos anteriormente, se han observado otros que se presentan por detalles inadecuados en la geometría de la ménsula o en la colocación de la armadura. Estos tipos de falla se ilustran en la Figura C-11.8(b). En la Referencia 11.1 se discute más detalladamente los mecanismos de falla en las ménsulas.

En la Figura C-11.8(c) se indica el significado de la notación que se emplea en este Artículo.

C-11.8.1 La razón para especificar que $a/d \leq 1$ proviene de que la validez del método de diseño se sustenta en información experimental, y también porque para

valores de $a/d > 1$, la inclinación de las grietas por tracción diagonal serían menos inclinadas haciendo entonces inapropiados los estribos prescritos en la Sección 11.8.4.

También la evidencia experimental es la razón para que el valor de N_{uc} se mantenga inferior a V_{uc} .

C-11.8.2 Se prescribe una altura mínima para el borde externo con el fin de evitar una falla prematura en la cara inclinada de la ménsula debido a la propagación de las grietas de tracción diagonal que se originan debajo del área cargada. Véase la Referencia 11.31.

C-11.8.3.1 El comportamiento de las ménsulas está controlado por el corte, esto justifica la adopción del valor de ϕ 0.85 para todos los cálculos.

C-11.8.3.2 Los ensayos (Ref. 11.41) han demostrado que mientras la resistencia al corte de una ménsula elaborada con concreto normal depende únicamente de f'_c , en ménsulas elaboradas con concreto de agregados livianos depende de f'_c y a/d . No disponiéndose a la fecha de datos sobre concretos "livianos con arena" se optó por prescribir una fórmula para todas las ménsulas elaboradas con concreto de agregados livianos.

C-11.8.3.4 La armadura A_f requerida para resistir el momento puede calcularse por la teoría ordinaria de flexión. El momento mayorado se calcula, tal como lo indica la fórmula, con relación al eje de la armadura en la cara del apoyo.

C-11.8.3.5 Para tomar en cuenta la imprecisión con que se determina N_{uc} , se la ha clasificado como carga variable.

C-11.8.3.6 Los ensayos, Ref. 11.41, indican que la armadura de refuerzo ($A_s + A_n$) requerida en la sección de la cara del apoyo, debe ser mayor que:

- La suma de A_{vf} , calculada según la Subsección 11.8.3.3, y A_n , calculada según la Subsección 11.8.3.5, o
- La suma de 1.5 veces A_f , calculada según la Subsección 11.8.3.4, y A_n , calculada según la Subsección 11.8.3.5.

Si controla la condición a., se requiere de $A_s = (2/3 A_{vf} + A_n)$ como refuerzo principal de tracción, y el resto, $A_{vf}/3$, se dispone como estribos cerrados paralelos y adyacentes a A_s dentro de las dos terceras partes de la altura útil d .

Quando controla la condición b., se requiere como refuerzo principal de tracción a $A_s = (A_f + A_n)$, y el área restante, $A_f/2$, se dispondrá como estribos cerrados paralelos y adyacentes a A_s dentro de las dos terceras partes de la altura útil d .

C-11.8.4 Se prescribe una cuantía mínima para evitar la falla repentina de la ménsula o su agrietamiento cuando actúan simultáneamente un momento de flexión y una carga de tracción N_{uc} .

C-11.8.5 Como puede observarse en la Figura C-11.8(a), la armadura A_s se encuentra uniformemente solicitada en tracción y por lo tanto debe anclarse en la ménsula para que pueda desarrollar su capacidad de cedencia especificada, f_y . Un anclaje satisfactorio puede ser el doblar las barras en lazos horizontales o por soldadura a barras de igual diámetro. Dentro de la columna, se deberán cumplir los requisitos del Capítulo 12; véase la Sección C-12.9.6.

C-11.8.6 Las restricciones en la localización del área cargada son necesarias para asegurar el desarrollo de f_y en las armaduras cercanas a la carga. Cuando las ménsulas deban resistir fuerzas horizontales, la placa base puede soldarse al acero traccionado A_s .

C-11.8.7 Los estribos prescritos en esta Sección satisfacen los requisitos de la Subsección 11.8.3.6. En efecto,

$$\text{Si } A_f > 2A_{vf}/3$$

$$A_s = (A_f + A_n), \text{ y}$$

$$A_h = 0.5(A_f + A_n - A_n) = A_f/2$$

$$\text{Si } A_f < 2A_{vf}/3$$

$$A_s = (2A_{vf}/3 + A_n), \text{ y}$$

$$A_h = 0.5(2A_{vf}/3 + A_n - A_n) = A_{vf}/3$$

C-11.9 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOS MUROS ESTRUCTURALES

C-11.9.1 En el diseño de muros con una pequeña relación de altura a largo (muros bajos), el corte en el plano del muro es de importancia primordial. El diseño de muros más esbeltos, particularmente con armaduras uniformemente distribuidas, generalmente es controlado por consideraciones de flexión. Por lo tanto, en los muros de corte es esencial que se calcule tanto la resistencia a la flexión como la resistencia al corte.

C-11.9.3 Aunque la relación ancho-altura de las vigas usuales es mayor que la relación espesor a largo de los muros de corte, los ensayos sobre estos elementos con un espesor igual a $\ell_w/25$ han indicado que se pueden obtener esfuerzos de corte de agotamiento de hasta $3.2 \sqrt{f'_c}$. (Refs. 11.36 y 11.37). Sin embargo en estas Normas se limitan los esfuerzos de corte de diseño a un valor de $2.7 \sqrt{f'_c}$.

C-11.9.5 y C-11.9.6 Las Fórmulas (11-28) y (11-29) predicen la resistencia a la fisuración inclinada en cualquier sección a lo largo del muro de corte. La Fórmula (11-28) corresponde al caso de un esfuerzo principal de tracción de aproximadamente $1.06 \sqrt{f'_c}$ actuando en el baricentro de la sección del muro de corte y la Fórmula (11-29) a un esfuerzo de tracción por flexión de aproximadamente $2.6 \sqrt{f'_c}$ actuando en la sección situada a una distancia $\ell_w/2$ por encima de la que se investiga. Cuando el término

$\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} \right)$ disminuye, la Fórmula (11-28) controlará siempre que este término

sea positivo o nulo. Cuando sea negativo, el valor de V_c obtenido con la Fórmula (11-29) no tiene ningún significado físico, y entonces se debe usar la Fórmula (11-28).

C-11.9.7 Los valores de V_c calculados con las Fórmulas (11-28) y (11-29) en una sección ubicada a una distancia por encima de la base igual a $\ell_w/2$ o $h_w/2$, la que sea menor, son aplicables a ésa y a todas las comprendidas entre dicha sección y la base. Sin embargo, la máxima fuerza cortante mayorada V_u en cualquier sección, incluyendo la base del muro, está limitada a ϕV_n de acuerdo a la Sección 11.9.3.

C-11.9.8 y C-11.9.9 Diseño de las Armaduras de Corte para los Muros Estructurales

Cuando una fuerza cortante mayorada supera $\phi V_c/2$, se requieren armaduras horizontales de corte suficientes para resistir el exceso. También se requieren armaduras verticales adicionales, porque los ensayos indican que aún en los muros bajos son necesarios ambos tipos de armaduras uniformemente distribuidas.

La Fórmula (11-30) se presenta en función de la resistencia al corte V_s asignada a las armaduras horizontales de corte para la aplicación directa de las Fórmulas (11-1) y (11-2). El área requerida de las armaduras horizontales de corte A_v se calcula sustituyendo la Fórmula (11-30) en (11-1) y (11-2):

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) s_2}{\phi f_y d}$$

También deben colocarse armaduras verticales de corte según la Subsección 11.9.9.4, dentro de las limitaciones de separación de la Subsección 11.9.9.5.

C-11.10 REQUISITOS ESPECIALES PARA PLACAS Y ZAPATAS

C-11.10.1 Se debe establecer la diferencia entre una losa o zapata larga y angosta trabajando como una viga, es decir, actuando en flexión cilíndrica, y una placa o zapata sometida a flexión en dos direcciones, donde la falla puede ocurrir por punzonamiento en el perímetro de un cono o pirámide truncado alrededor de una carga concentrada o área cargada.

C-11.10.2 Investigaciones realizadas por el Comité ACI-ASCE 426 indicaron que la sección crítica para corte en placas sometidas a flexión en dos direcciones si que el perímetro del borde del área cargada. El esfuerzo de corte de agotamiento que actúa sobre esta sección es una función de $\sqrt{f'_c}$ y de la relación entre la dimensión lateral de una columna cuadrada y la altura útil de la placa. Sin embargo, el Comité 426 recomendó que el efecto de esta variable se tome en cuenta suponiendo una sección pseudocrítica ubicada a una distancia $d/2$ de la periferia de la carga concentrada. El esfuerzo cortante de agotamiento es entonces independiente de la relación entre la dimensión lateral de la columna y el espesor de la placa. Este método fue adoptado por las normas ACI de 1963 por su simplicidad, especialmente para columnas con sección irregular y cuando hay aberturas en la losa, próximas a una columna. En normas anteriores del ACI (años 1963 y 1971) el esfuerzo cortante permisible en placas sometidas a flexión en dos direcciones era $1.06 \sqrt{f'_c}$. Ensayos recientes sobre corte por punzonamiento alrededor de columnas o áreas cargadas (Ref. 11.9) así como observaciones en edificios que han sufrido daños, indican que el valor de $1.06 \sqrt{f'_c}$ no es conservador cuando el coeficiente β_c llamado relación de aspecto, (definida como el cociente del lado largo entre el corto de una columna rectangular o área cargada) es mayor que 2.0. En tales casos, el esfuerzo cortante real en las secciones críticas para fallas de corte por punzamiento varía entre un valor máximo de alrededor $1.06 \sqrt{f'_c}$ para la zona correspondiente a los lados cortos de la columna o área cargada, y un valor de $0.53 \sqrt{f'_c}$ o menor en los lados largos. La distribución exacta de los esfuerzos de corte es compleja. La Fórmula (11-32) fue por lo tanto desarrollada para facilitar el cálculo de la resistencia al corte por punzonamiento y para reflejar la reducción en la resistencia al corte que ocurre cuando la relación de aspecto de la sección de una columna o área cargada aumenta por encima de 2.0.

Para contornos no rectangulares, el esfuerzo cortante en la sección crítica definida en la Subsección 11.10.1.2 debería limitarse al valor dado por la Fórmula (11-32), en cuyo caso β_c se toma como la relación entre la dimensión total más larga del área cargada efectiva y la dimensión total más corta de la misma, medida perpendicularmente a la primera, como se ilustra en la Figura

C-11.10.2 para una área cargada en forma de L. El área cargada efectiva es aquella que rodea el área cargada real y tiene un perímetro mínimo.

C-11.10.3 Armaduras de Corte para Losas y Zapatas

La investigación ha comprobado que las armaduras de corte consistentes en barras o alambres pueden trabajar bien en las placas cuando dichas armaduras están ancladas como se describe en el Artículo 12.12.

Es necesario destacar la importancia de los detalles de anclaje para las armaduras de corte en las placas. Algunas formas de anclaje para estas armaduras usadas antiguamente, tales como las consistentes en anillos concéntricos o alambres en forma de V pueden no satisfacer los requisitos de anclaje. Se debe tener sumo cuidado para asegurar que las armaduras de corte se coloquen con exactitud, especialmente en las placas delgadas.

C-11.10.3.2 y C-11.10.3.4 Cuando se colocan barras o alambres como armaduras de corte, la resistencia al corte puede aumentarse hasta $1.6 \sqrt{f'_c}$, como máximo. Sin embargo, se debe diseñar una armadura de corte que resista el exceso del esfuerzo sobre $0.53 \sqrt{f'_c}$. El límite de $0.53 \sqrt{f'_c}$ es la mitad del permitido por la Fórmula (11-32) para columnas rectangulares con la relación 2:1 entre sus lados ($\beta_c = 2$), cuando no se colocan armaduras de corte.

C-11.10.4 Los procedimientos de diseño para refuerzo de corte por medio de parrillas en los apoyos internos de las placas sin vigas, se basan en los resultados de los ensayos publicados en las Referencias 11.32 y 11.43.

Ensayos recientes indican que debido a efectos torsionales y otras peculiaridades, el comportamiento de las parrillas en el borde de las placas difiere sustancialmente del que corresponde en otras ubicaciones.

Cuando las uniones transfieren solamente corte en el diseño de las parrillas deben considerarse tres criterios básicos:

1. Debe asegurarse una resistencia mínima a la flexión de las parrillas para garantizar que la losa alcance la resistencia requerida al corte antes de superar la resistencia a la flexión de las parrillas.
2. Debe limitarse el esfuerzo de corte de la losa, en el extremo de los perfiles que forman las parrillas.
3. Satisfechos los requisitos anteriores, el proyectista puede reducir la armadura negativa de la placa proporcionalmente al momento con que contribuyen las parrillas en la sección considerada.

En el Artículo 11.11 se dan las consideraciones de diseño para la unión en una columna interior que transfiere momento adicionalmente al corte.

En la Figura C-11.10.4.1 se muestra el diagrama idealizado de fuerzas cortantes a lo largo del brazo de una parrilla en una columna interior. El

corte a lo largo de cada uno de los cuatro brazos se toma como $\alpha_v V_c/\eta$. En esta expresión α_v es la relación entre el valor EI de la parrilla y el de una sección mixta formada por el brazo de la parrilla junto con una parte de la placa fisurada, cuyo ancho es igual al de la columna más la altura útil de la placa en la cual está embutida la parrilla. V_c es la fuerza cortante que produce la fisuración diagonal del concreto para la misma parte de la placa, y η es el número de brazos. Sin embargo, el corte máximo en la cara de la columna se toma como el corte total de un brazo, $V_u/\phi\eta$ menos el corte que se supone que la zona comprimida del concreto de la placa transfiere a la columna. Este último término se expresa como $(1 - \alpha_v) V_c/\eta$, a fin de que tienda a cero para una parrilla pesada y a $V_u/\phi\eta$ para una liviana. Por lo tanto, la Fórmula (11-33) proviene de suponer que la fuerza de corte V_c asignada al concreto es aproximadamente la mitad de la fuerza cortante V_u . En esta fórmula, ϕ es el factor de reducción de resistencia para flexión (0.9) y M_p es el momento plástico de un brazo de la parrilla requerido para asegurar que se llegue al corte de agotamiento cuando se alcance la resistencia a la flexión de las parrillas. La variable ℓ_v es la distancia desde el centro de la columna hasta el punto donde no se requiere más la parrilla, y el valor $c_1/2$ es la mitad del lado de la columna en la dirección considerada.

Los resultados de ensayos indicaron que las losas que contenían parrillas "sub-reforzadas" fallaban a un esfuerzo menor que $1.06 \sqrt{f'_c}$ en la sección crítica correspondiente al extremo del refuerzo de las parrillas. Aunque el uso de parrillas "sobre-reforzadas" llevó otra vez la resistencia unitaria al corte a un valor próximo a $1.06 \sqrt{f'_c}$, los pocos resultados de ensayos de que se dispone sugieren que es deseable un diseño conservador. Por lo tanto, la resistencia al corte se calcula con $1.06 \sqrt{f'_c}$ en una supuesta sección crítica ubicada hacia adentro del extremo del brazo de las parrillas.

En Figura C-11.10.4.7 se muestra la sección crítica de diseño ubicada a una distancia igual a $0.75 [\ell_v - (c_1/2)]$ medida a partir de la cara de la columna hacia el extremo de los brazos. Sin embargo, esta supuesta sección crítica no necesita tomarse a una distancia menor de $d/2$ desde la columna.

Para los casos prácticos, donde los brazos de las parrillas se prolongan más allá de la cara de la columna una distancia igual al ancho de la misma, el esfuerzo cortante en la sección del extremo de la parrilla alcanza el valor de $0.88 \sqrt{f'_c}$. Para brazos muy largos, el esfuerzo cortante mínimo en sus extremos se aproxima el valor de $0.8 \sqrt{f'_c}$.

Si se desprecia el esfuerzo máximo en la cara de la columna, y la fuerza cortante de fisuración V_c de nuevo se supone aproximadamente igual a un medio de V_u , la contribución al momento de la parrilla M_v puede calcularse

conservadoramente con la Fórmula (11-34) en la cual ϕ es el factor para flexión (0.9).

C-11.10.5 Aberturas en Placas

Las disposiciones para el diseño en el caso que existan aberturas en las placas (y zapatas) provienen del informe del Comité 426 del ACI-ASCE (Ref. 11.2). En la Figura C-11.10.5 se indica con líneas punteadas la ubicación de las partes efectivas de la sección crítica cerca de aberturas típicas y bordes libres. Investigaciones adicionales del Comité 426 del ACI-ASCE confirmaron que estas disposiciones son conservadoras.

C-11.11 ESFUERZOS CORTANTES ORIGINADOS POR TRANSFERENCIA DE MOMENTOS A LAS COLUMNAS

C-11.11.1 Generalidades

C-11.11.1.2 Los ensayos han comprobado que la zona de los nodos que conectan una viga con una columna en el interior de un edificio, no requiere armaduras de corte si los nodos están confinados en sus cuatro lados por vigas de aproximadamente igual altura (Ref. 11.33).

En las zonas donde pueden ocurrir sismos fuertes, es posible que los nodos deben resistir varias inversiones de carga que desarrollen la capacidad de flexión de las vigas adyacentes, perdiéndose el efecto de confinamiento. En estos casos deben colocarse ligaduras en el nodo aún cuando incidan vigas en los cuatro lados del mismo (Ref. 11.34).

C-11.11.2 Disposiciones Especiales para las Placas sin Vigas

De acuerdo a los estudios de la Referencia 11.35, cuando hay una transferencia de momento entre una columna y una placa, un 60 % del mismo debe considerarse transferido por flexión a través del perímetro de la sección crítica, que se define en la Subsección 11.10.1.2, y un 40 % por excentricidad de la fuerza cortante respecto al baricentro de la sección crítica. La mayoría de los datos de la Referencia 11.35 se obtuvieron de ensayos sobre las columnas cuadradas, y hay poca información adicional sobre el tema. La Figura C-11.1.2(a) muestra algunas secciones de columnas cuadradas de área equivalente a algunos miembros no rectangulares. Para columnas rectangulares, es razonable suponer que la parte del momento que se transfiere por corte decrece a medida que aumenta el ancho de la cara de la sección crítica que resiste el momento. Siguiendo este criterio la fracción del momento transferido por corte se toma igual a:

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (11-35)$$

donde $(c_2 + d)$ es el lado de la sección crítica que resiste el momento y $(c_1 + d)$ es el lado perpendicular a éste. Véase la Figura C-11.11.2(b) y (c). El resto del momento se transfiere por flexión de acuerdo con la Sección 13.2.2.

Se considera que los esfuerzos cortantes varían linealmente y su distribución para una columna interior o perimetral, se supone como se ilustra en la Figura C-11.11.2(b) y (c). El perímetro de la sección crítica ABCD se determina según la Subsección 11.10.1.2. La fuerza cortante mayorada V_u y el momento transferido M_u se determinan con respecto al eje c-c que pasa por el baricentro de la sección crítica.

Los esfuerzos mayorados máximos pueden calcularse así:

$$V_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$V_{u(CD)} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c_{CD}}{J_c}$$

donde:

γ_v = Fracción del momento entre la placa y la columna que se considera transferida por excentricidad de la fuerza cortante en relación al baricentro de la sección crítica supuesta.

y para una columna rectangular interior, A_c y J_c se definen como:

A_c = Área de la sección crítica perpendicular al plano de la placa:

$$A_c = 2d (c_1 + c_2 + 2d)$$

J_c = Propiedad de la sección crítica definida como al momento de inercia polar alrededor del eje de flexión:

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d) d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Fórmulas similares para A_c y J_c pueden desarrollarse en el caso de columnas ubicadas en los bordes o esquinas de una placa. De acuerdo a la Sección 13.2.2 la fracción del momento entre la placa y columna que no se transfiere por excentricidad del corte debe transmitirse por flexión. Un método conservador asigna a esta última fracción un ancho efectivo de la placa que se define en la Subsección 13.2.2.2. Para resistir este momento los proyectistas acostumbran concentrar las armaduras correspondientes a la franja de columna cerca de la misma. Sin embargo, los datos disponibles parecen indicar que esta práctica no aumenta la resistencia al corte, pero puede ser deseable para incrementar la

rigidez de la unión entre la placa y la columna. En la Subsección 13.2.2.5 se presenta un método conservador para el diseño de la placa sometida a este momento.

C-11.11.3 Los ensayos indican que la sección crítica definida en la Subsección 11.10.1.2 es apropiada para calcular los esfuerzos de corte debido a la transferencia de momentos; aun cuando se empleen parrillas. Si bien la sección crítica por corte directo difiere de la sección crítica de corte por flexión, ambas secciones están muy próximas o coinciden en la zona de las esquinas donde se inicia la falla de la columna. Como la parrilla atrae más corte y la orienta hacia la columna, es conservador tomar como máximo esfuerzo de corte la suma de las dos componentes.

REFERENCIAS

- 11.1 ACI-ASCE Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members", (ACI 426R-74, Ratificada 1980), Capítulos 1 - 4. Proceedings, ASCE, V. 99, N° S76, junio 1973, págs. 1148-1157. También en el ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4, American Concrete Institute, Detroit. Véase también la Referencia 11.9.
- 11.2 ACI-ASCE Committee 326 (ahora 426) "Shear and Diagonal Tension", ACI Journal, Proceedings, V. 59, N° 1, enero de 1962, págs. 1-30, N° 2, febrero 1962, págs. 277-344; y N° 3, marzo de 1963, págs. 352-396.
- 11.3 Bresler, B., y MacGregor, J. G., "Review of Concrete Beams Failing in Shear", Proceedings, ASCE, V. 93, ST1, febrero 1967, págs. 343-372.
- 11.4 MacGregor, James G., y Hanson, John M., "Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams", ACI Journal Proceedings, V. 66, N° 4, abril 1969, págs. 276-288.
- 11.5 Park, R. y Paulay, T., "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México, 1979.
- 11.6 Hognestad, E.; Elstner, R.C.; y Hanson, J. A., "Shear Strength of Reinforced Structural Lightweight Aggregate Concrete Slabs", ACI Journal Proceedings, V. 61, N° 6, junio 1964, págs. 643-656.
- 11.7 Ivey, D. L., y Buth, E., "Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams", ACI Journal, Proceedings, V. 64, N° 10, octubre 1967, págs. 634-643.
- 11.8 Hanson, J. A., "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete", ACI Journal, Proceedings, V. 58, N° 1, julio 1961, págs. 1-40. Véase también la Referencia 11.7.

- 11.9 ACI-ASCE Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members", Proceedings, ASCE, V. 100, N° ST8, agosto 1974, págs. 1543-1591.
- 11.10 Kani, G. N. J., "Basic Facts Concerning Shear Failure", ACI Journal, Proceedings, V. 63, N° 6, junio 1966, págs. 675-692.
- 11.11 Díaz de Cossio, R., y Loera, S., Discusión de "Basic Facts Concerning Shear Failure", de G. N. J. Kani, ACI Journal, Proceedings, V. 63, N° 12, diciembre 1966, págs. 1511-1514.
- 11.12 Kani, G. N. J., "How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams?", ACI Journal, Proceedings, V. 64, N° 3, marzo 1967, págs. 128-141.
- 11.13 MacGregor, James G., Discusión de "How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams?", de G. N. J. Kani, ACI Journal, Proceedings, V. 69, N° 9, septiembre 1967, págs. 603-604.
- 11.14 ACI Committee 438, "Tentative Recommendations for the Design of Reinforced Concrete Members to Resist Torsion", ACI Journal, Proceedings, V. 66, N° 1, enero 1969, págs. 1-8.
- 11.15 Hsu, T. T. C., y Kemp, E. L., "Tentative Design Criteria for Torsion", ACI Journal, Proceedings, V. 66, N° 1, enero 1969, págs. 12-33.
- 11.16 Mattock, A. H., "How to Design for Torsion", en Torsion of Structural Concrete, SP - 18, American Concrete Institute, Detroit, 1968, págs. 469-495.
- 11.17 ACI Committee 438, Discusión de "Tentative Recommendations for the Design of Reinforced Concrete Members to Resist Torsion", ACI Journal, Proceedings, V. 66, N° 7, julio 1969, págs. 576-588.
- 11.18 Collins, M. P., y Lampert, P., "Redistribution of Moments at Cracking - The Key to Simpler Torsion Design?", Analysis of Structural Systems for Torsion, SP-35 American Concrete Institute, Detroit, 1973, págs. 343-383.
- 11.19 Hsu, T. T. C., y Burton, K. T., "Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams", Proceedings, ASCE, V. 100, N° ST1, enero 1974, págs. 209-229.
- 11.20 Hsu, T. T. C., y Hwang, C. S., "Torsional Limit Design of Spandrel Beams", ACI Journal, Proceedings, V. 74, N° 2, febrero 1977, págs. 71-79.
- 11.21 Behera, U., Rajagopalan, J. S.; y Ferguson, P. M., "Reinforcement for Torque in Spandrel L - Beams", Proceedings, ASCE V. 96, N° ST2, febrero 1970, págs. 371-379.
- 11.22 Mitchell, D., y Collins, M. P., "Detailing for Torsion", ACI Journal, Proceedings, V. 73, N° 9, septiembre 1976, págs. 506-511.

- 11.23 Behera, U., y Rajagopalan, K. S., "Two-Piece U Stirrups in Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Proceedings, V. 66, N° 7, julio 1969, págs. 522-524.
- 11.24 Leonhardt, F.; Walther, R.; y Schelling, A., "Torsion Tests on Reinforced Concrete Beams", Proceedings, International Conference on Shear, Torsion, and Bond in Reinforced and Prestressed Concrete, Coimbatore, India, enero 1969.
- 11.25 Birkeland, P. W., y Birkeland, H. W., "Connections in Precast Concrete Construction", ACI Journal, Proceedings, V. 63, N° 3, marzo 1966, págs. 345-386.
- 11.26 Mast, R. F., "Auxiliary Reinforcement in Precast Concrete Connections", Proceedings, ASCE, V. 94, ST6, junio 1968, págs. 1485-1504.
- 11.27 Mattock, A. H., "Design Proposals for Reinforced Concrete Corbels", Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 21, N° 3, mayo-junio 1976, págs. 2-26.
- 11.28 Mattock, A. H., y Hawkins, N. M., "Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research", Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 17, N° 2, marzo-abril 1972, págs. 55-75.
- 11.29 dePaiva, H. A. R., y Siess, C. P., "Strength and Behavior of Deep Beams in Shear", Proceedings, ASCE, V. 91, ST5, Parte 1, octubre 1965, págs. 19-41.
- 11.30 Cris, R. A., "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams", Proceedings, Simposio sobre los Efectos de las Cargas Repetitivas en los Materiales y Elementos Estructurales (México, D. F., 1966), V. 4, RILEM, París, 31 págs. (Publicado por Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, México, D. F.).
- 11.31 Kriz, L. B., y Raths, C. H., "Connections in Precast Concrete Structures-Strength of Corbels", Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 10, N° 1, febrero 1965, págs. 16-47.
- 11.32 Corley, W. G., y Hawkins, N. M., "Shearhead Reinforcement for Slabs", ACI Journal, Proceedings, V. 65, N° 10, octubre 1968, págs. 811-824.
- 11.33 Hanson, N. W., y Conner, H. W., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints", Proceedings, ASCE, V. 93, ST5, octubre 1967, págs. 533-560. También, Development Department Bulletin D 121, Portland Cement Association, 1967, 36 págs.

- 11.34 ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures", (ACI 352 R-76, Ratificada en 1981), ACI, Journal, Proceedings, V. 73, N° 7, julio 1976, págs. 375-393.
- 11.35 Hanson, N. W., y Hanson, J. M., "Shear and Moment Transfer Between Concrete Slabs and Columns", Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, N° 1, enero 1968, págs. 2-16. También Development Department Bulletin D 129, Portland Cement Association, 1968, 16 págs.
- 11.36 Cárdenas, Alex E.; Hanson, John, M.; Corley, W. Gene; y Hognestad, Eivind, "Design Provisions for Shear Walls", ACI Journal, Proceedings, V. 70, N° 3, marzo 1973, págs. 221-230. También Research and Development Bulletin RD028D, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- 11.37 Cárdenas, Alex E., y Magura, Donald D., "Strength of High-Rise Shear Walls-Rectangular Cross Sections", Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces, SP-36, American Concrete Institute, Detroit, 1973, págs. 119-150. También, Research and Development Bulletin RD)29D, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- 11.38 Hanson, J. M., "Square Openings in Webs of Continuous Joists", RD001.01D, Portland Cement Association, 1969.
- 11.39 Somes, N. F., y Corley, W. G., "Circular Openings in Webs of Continuous Joists", Shear in Reinforced Concrete, SP-42, American Concrete Institute. También en Research and Development Bulletin RD018.01B, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- 11.40 ACI-ASCE Committee 426, "Suggested Revisions to Shear Provisions for Building Codes", ACI 426.1R-77, American Concrete Institute, Detroit, 1979, 84 págs.
- 11.41 Mattock, Alan H., Chen, R. C.; y Soongswang, K., "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels", Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 21, N° 2, marzo-abril 1976, págs. 52-77.
- 11.42 Barda, Félix; Hanson, John, y Corley, W. Gene, "Shear Strenght of Low-Rise Walls with Boundary Elements", Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, American Concrete Institute, 1977, págs. 149-202. También en Research and Development Bulletin RD043.01D, Portland Cement Association.

- 11.43 Hawkins, N. M., y Corley, W. G., "Moment Transfer to Columns in Slabs with Shearhead Reinforcement", Shear Reinforced Concrete, SP-42, American Concrete Institute, Detroit, 1974, págs. 847-879. También en, Research and Development Bulletin RD037.01D, Portland Cement Association.
- 11.44 Mattock, A. H., "Shear Transfer Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane", Shear in Reinforced Concrete, SP-42, American Concrete Institute, Detroit, 1974, págs. 17-42.
- 11.45 Mattock, Alan H.; Li, W. K., y Wang, T. C., "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete", Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 21, N° 1, enero-febrero 1976, págs. 20-39.
- 11.46 "Design of Connections", PCI Design Handbook, 2a Edición, Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1978, Sección 5.6, pág. 5.
- 11.47 Comisión de Normas para Estructuras de Edificaciones. "Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción". Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1618. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Caracas, 1983, 345 págs.
- 11.48 Mattock, Alan H., Johal, L., y Chow, H. C., "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting Across the Shear Plane", Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 20, N° 4, julio-agosto 1975, págs. 76-93.
- 11.49 Mahin, S.; Bertero, V.; Chopra, A., y Collins, R. "Response of the Olive View Hospital Main Building During the San Fernando Earthquake", Report N° EERC 76-22, Earthquake Engineering Research Center, octubre 1976, 239 págs.
- 11.50 Applied Technology Council. "Seismic Design Guidelines for Highway Bridges", ATC-6, Berkeley, California, octubre 1981, 200 págs.

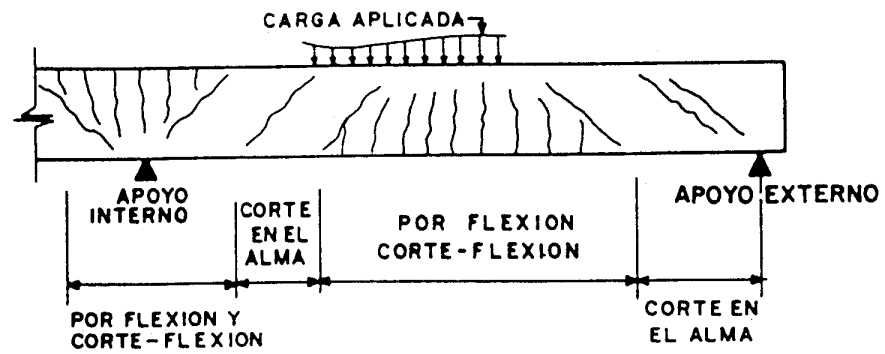


Figura C-II.1.1. TIPOS DE AGRIETAMIENTO EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO.

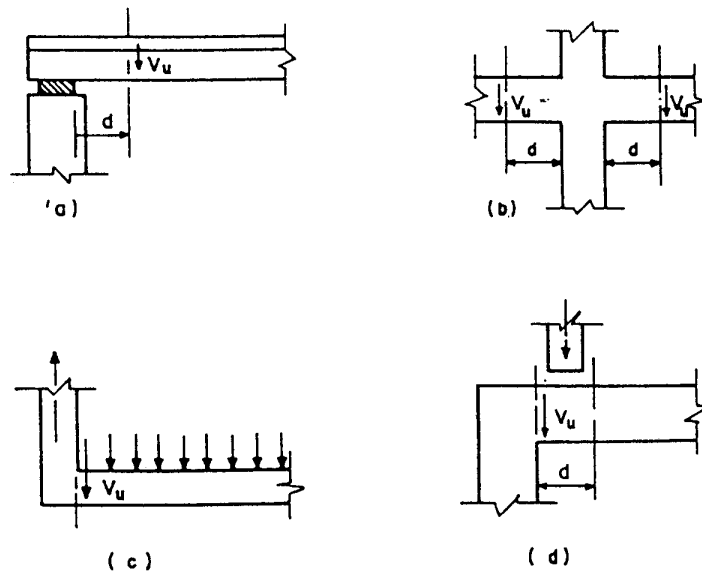


Figura C-11.1.3 CONDICIONES TIPICAS DE APOYO PARA
UBICAR LA SECCION CRITICA DE CORTE

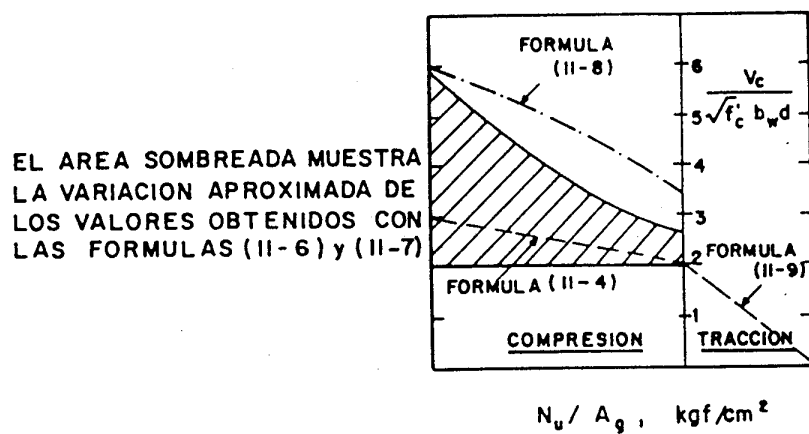
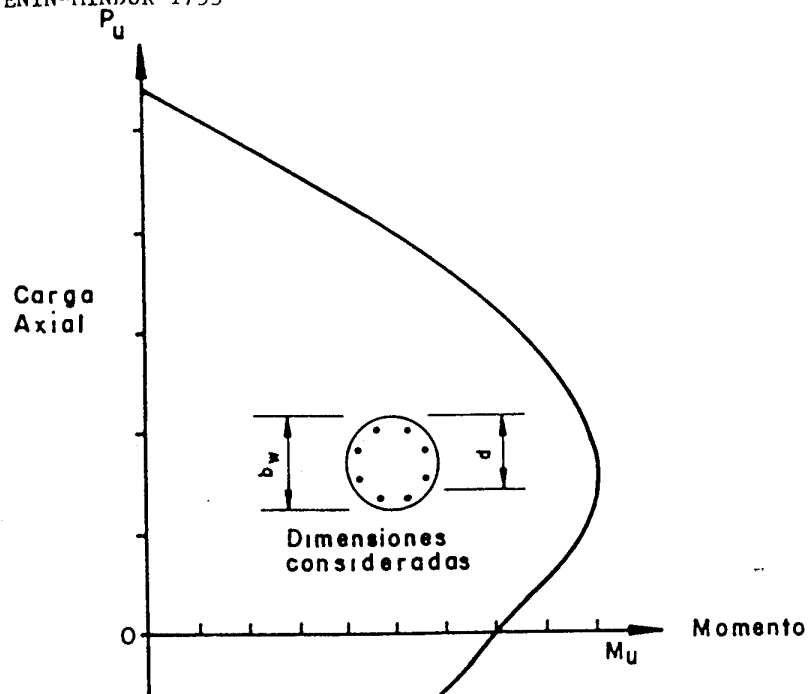


Figura C-11.3 COMPARACION DE LAS FORMULAS DE RESISTENCIA AL CORTE PARA MIEMBROS SOMETIDOS A CARGA AXIAL



a) Capacidad resistente a momento

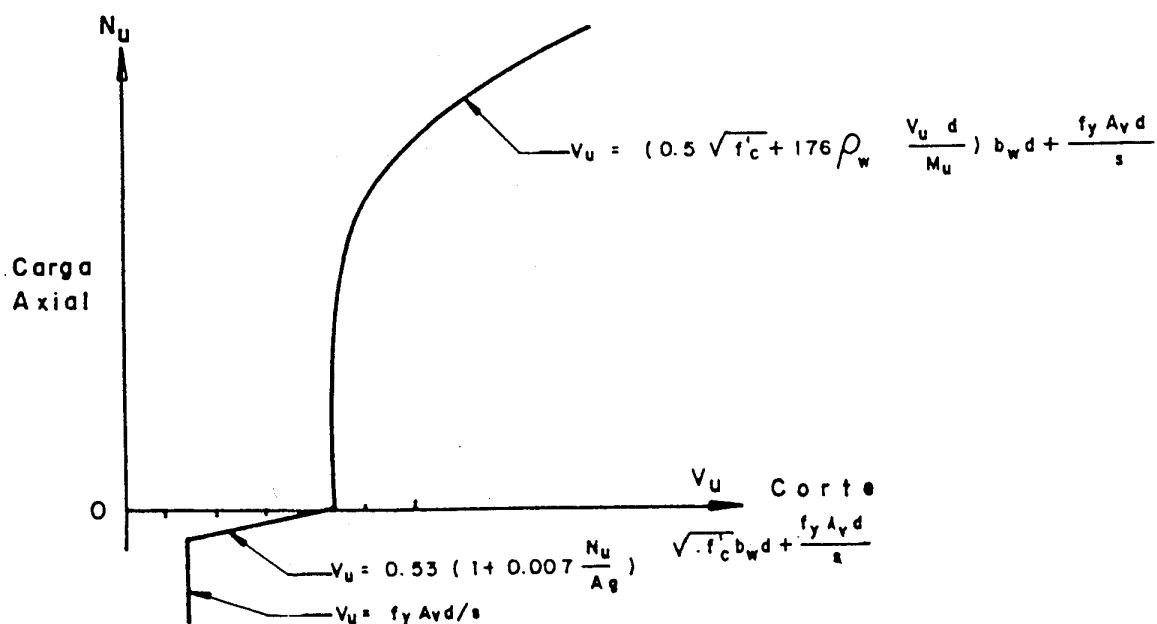
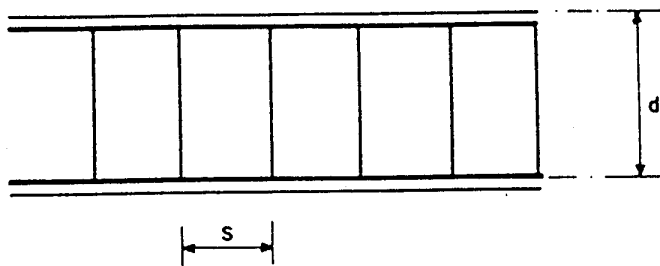


FIGURA C-11.3.1 CAPACIDAD RESISTENTE DE UNA COLUMNA DE SECCION CIRCULAR.

a) ESTRIBOS PERPENDICULARES AL EJE



$$\begin{aligned} s &\leq d/2 \\ &\leq 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

b) ESTRIBOS o BARRAS INCLINADAS

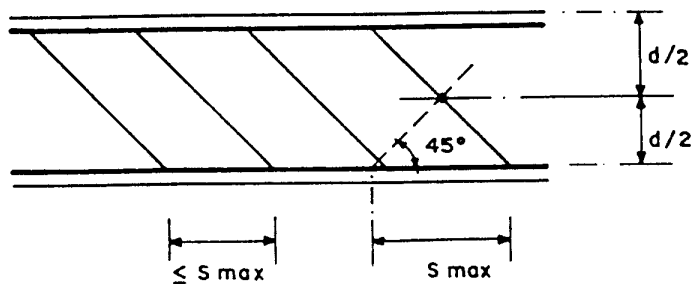


Figura C-11.4.4 LIMITES DE SEPARACION DE LAS ARMADURAS DE CORTE

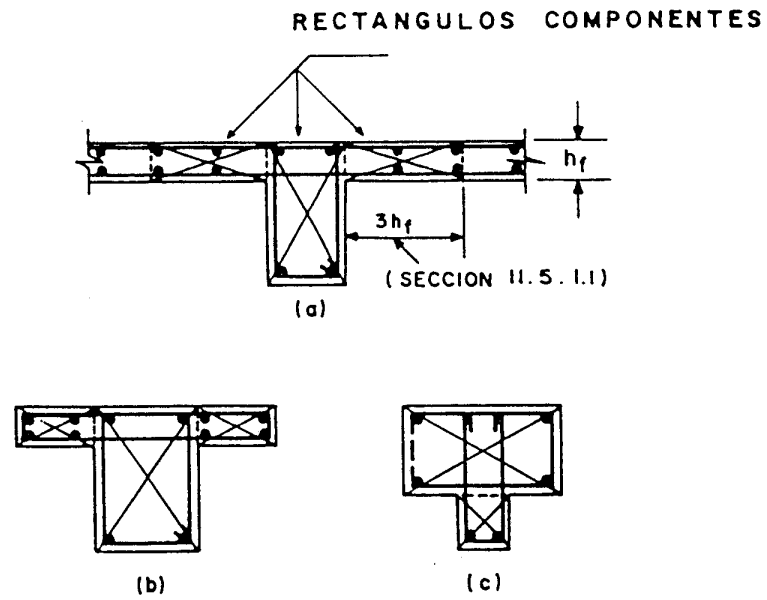
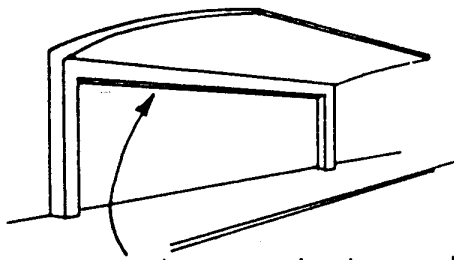
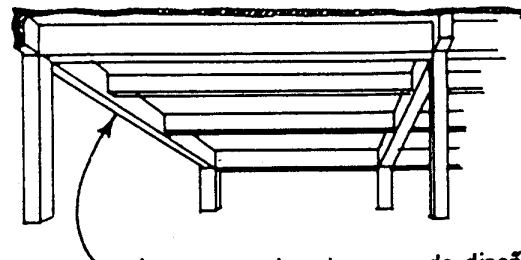


Figura C-11.5.1 RECTANGULOS COMPONENTES PARA
EL CALCULO DE LA SUMATORIA $\Sigma x^2 y$



Los momentos torsores de diseño no pueden reducirse, por no ser posible la redistribución de momentos (Sección II.5.2)

Figura C-11.5.2



Los momentos torsores de diseño para esta viga pueden reducirse por ser posible la redistribución de momentos (Sección II.5.3)

Figura C-11.5.3

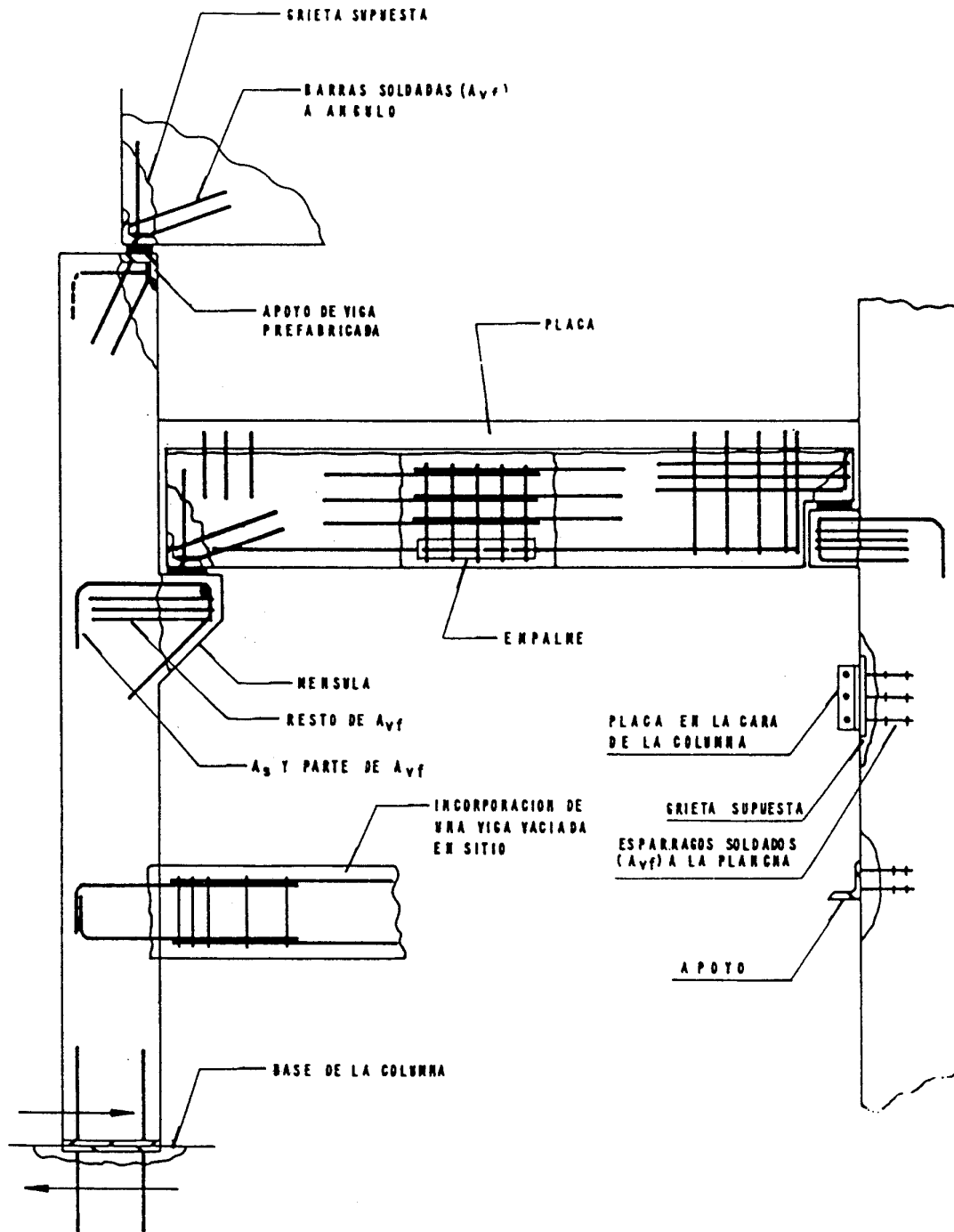


FIGURA C-11.6.3 CASOS DE APLICACION DE CORTE POR FRICCION.

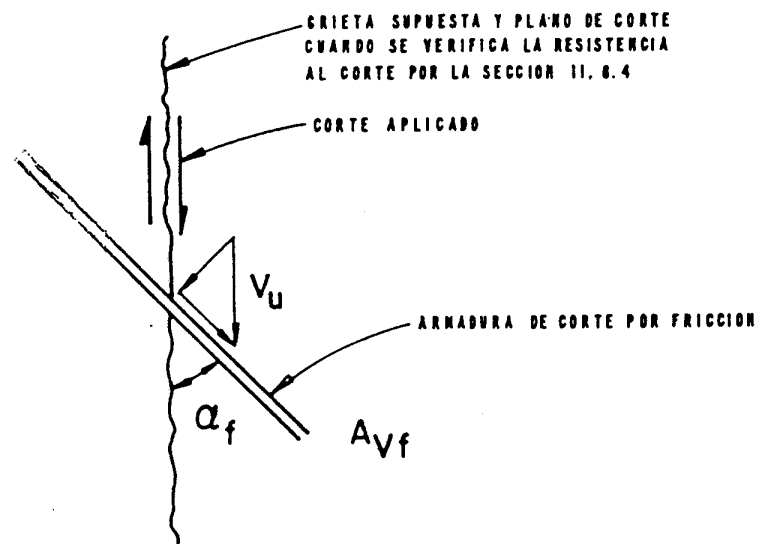


FIGURA C-11. 6. 4 ARMADURAS DE CORTE POR FRICCION INCLINADAS CON RESPECTO AL PLANO DE CORTE

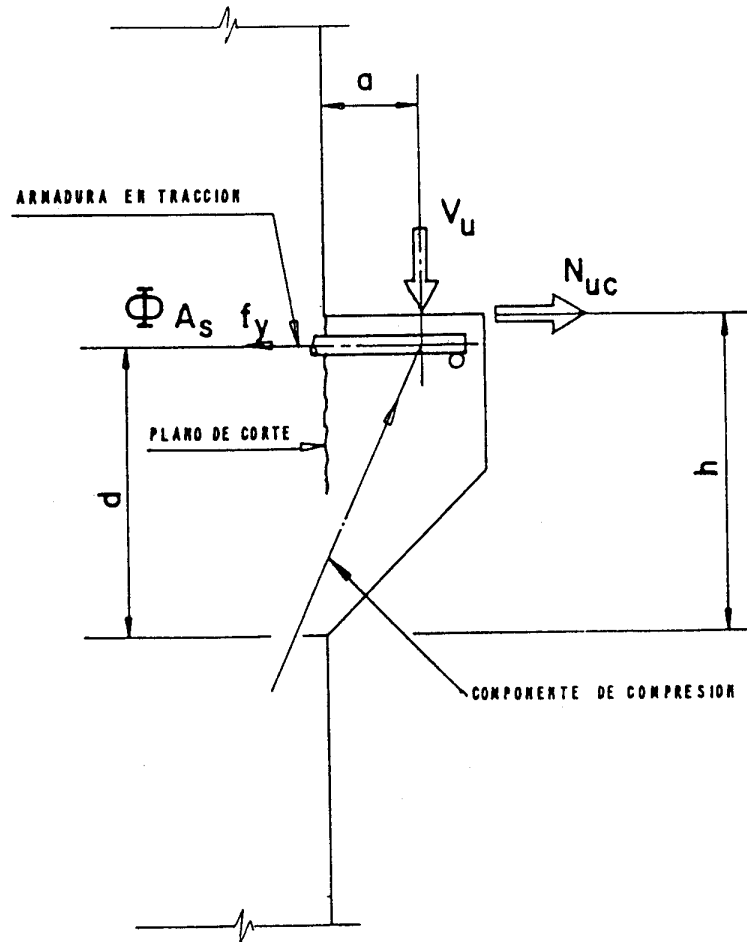


FIGURA C-11.8 (a) IDEALIZACION PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA MENSULA.

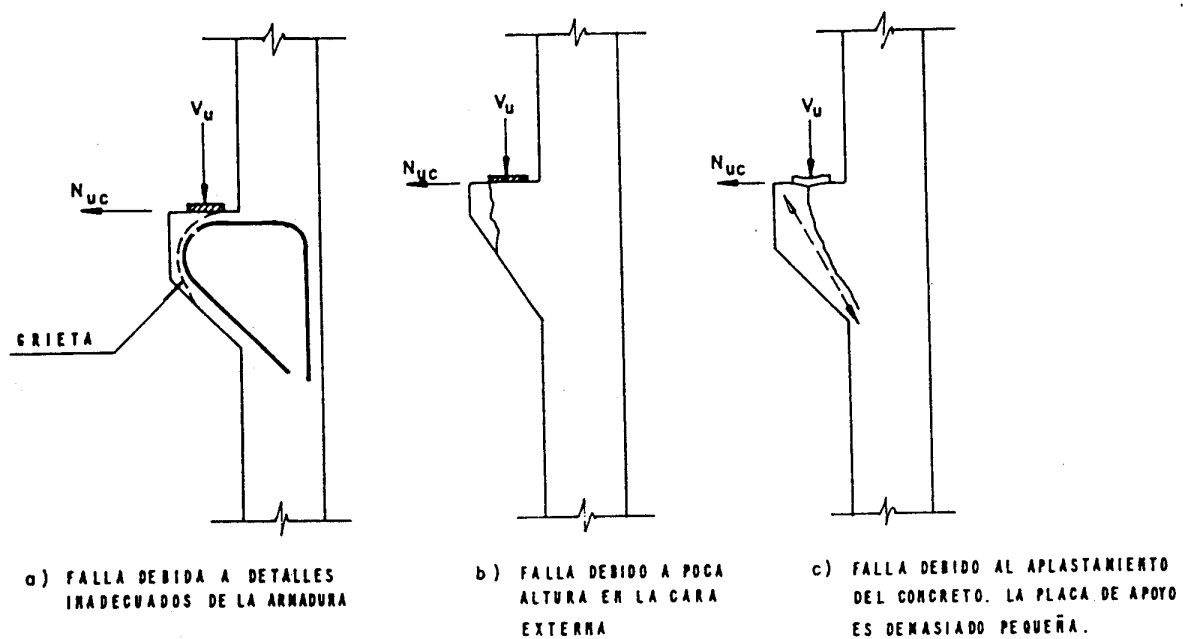


FIGURA C-11.8 (b)

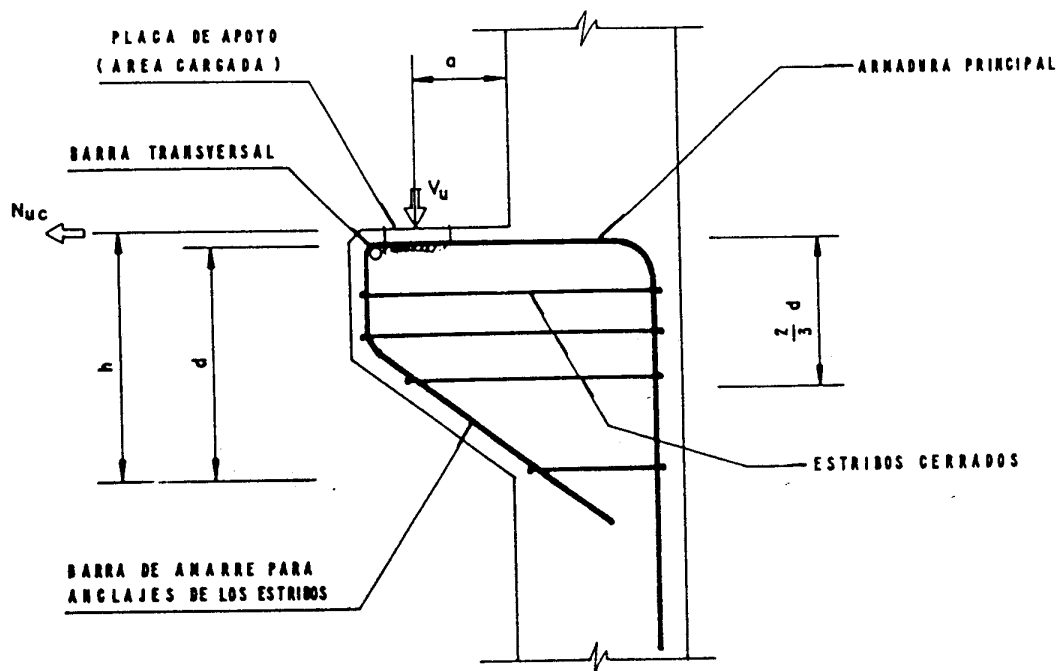


FIGURA 11.8.(C) NOTACION UTILIZADA EN EL DISEÑO DE MENSULAS.

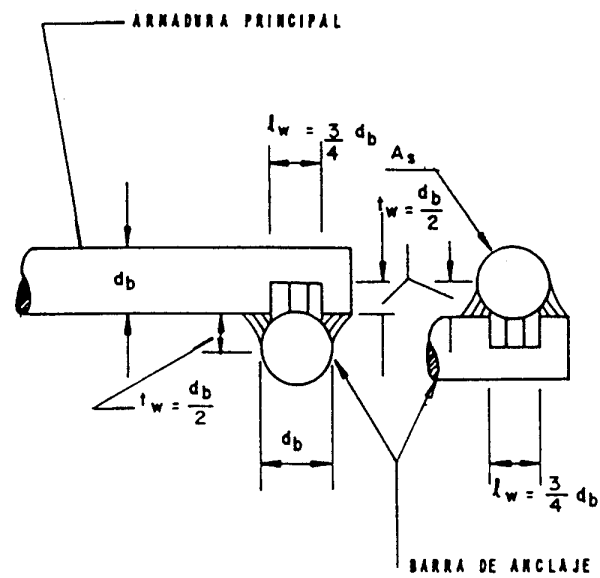


FIGURA C-11.8.5 DETALLE DE LA SOLDADURA
UTILIZADA EN LOS ENSAYOS
DE LA REFERENCIA 11.41

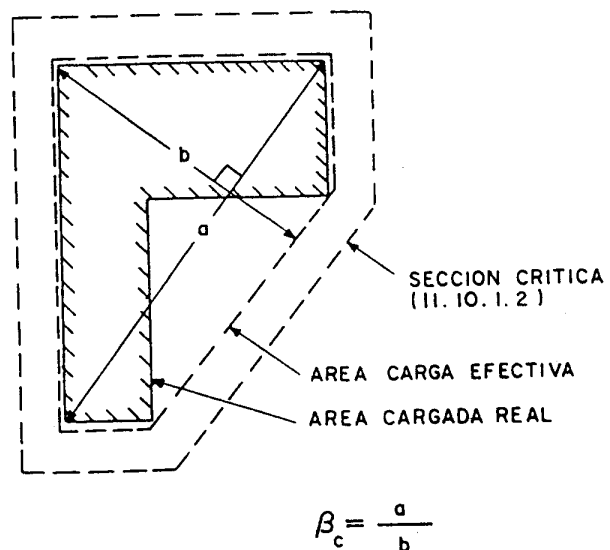


Figura C-11.10.2 VALORES DE β_c PARA AREAS CARGADAS NO RECTANGULARES

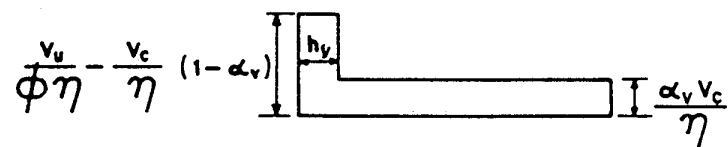
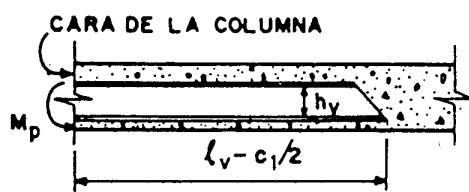
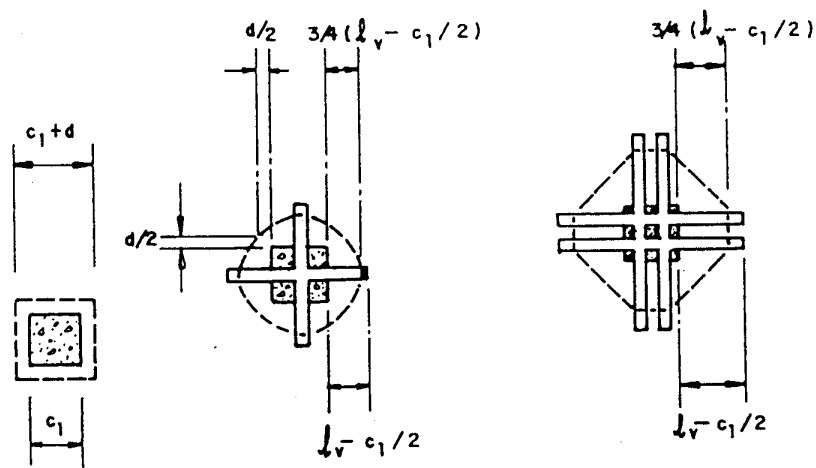


Figura C-11.10.4.1 CORTE IDEALIZADO QUE ACTUA
SOBRE UN BRAZO DE PARRILLA



PARRILLAS EN UNA COLUMNA INTERIOR

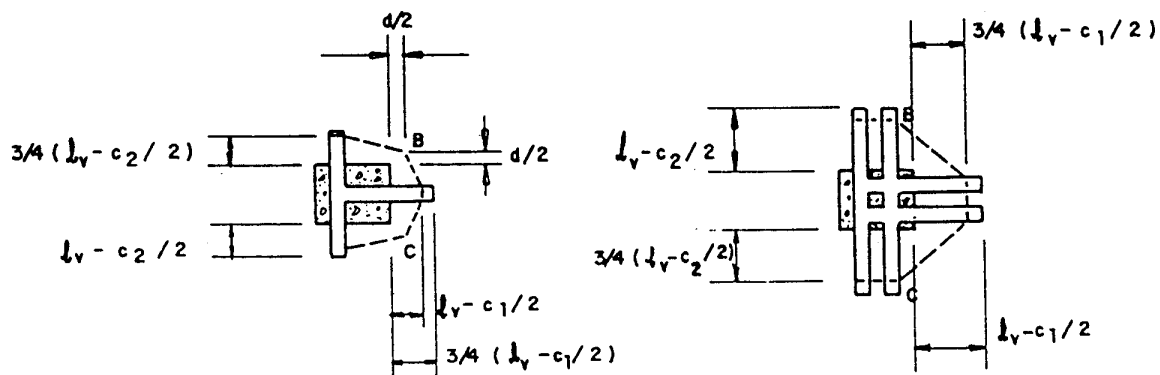
a) SIN PARRILA

b) PARRILLA PEQUEÑA

c) PARRILLA GRANDE

$$\eta = 4$$

$$\eta = 4$$



PARRILLAS EN UNA COLUMNA EXTERIOR

d) PARRILLA PEQUEÑA

e) PARRILLA GRANDE

$$\eta = 3$$

$$\eta = 3$$

FIGURA C-11.10.4.7 UBICACION DE LA SECCION CRITICA
DEFINIDA EN LA SUBSECCION 11.10.4.7

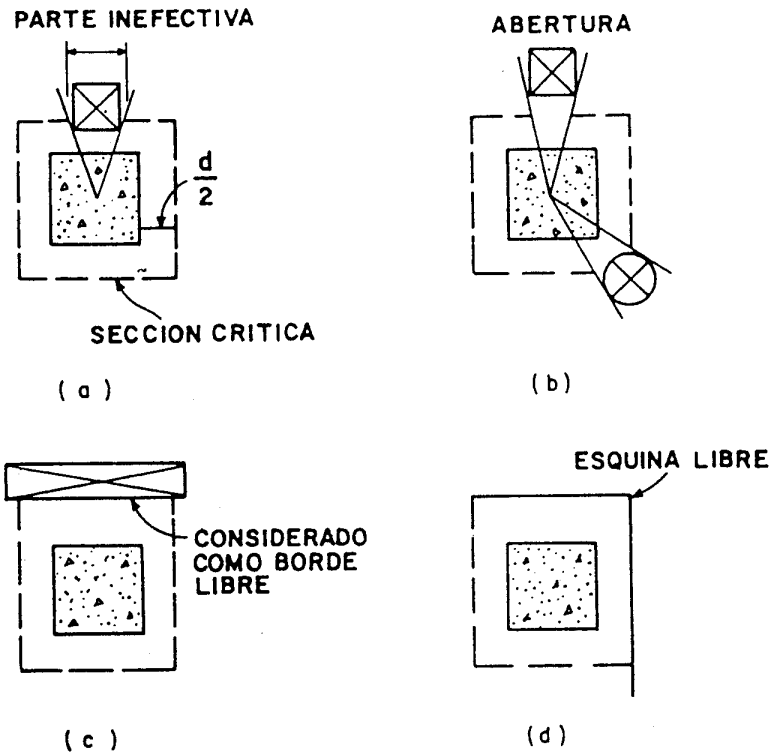
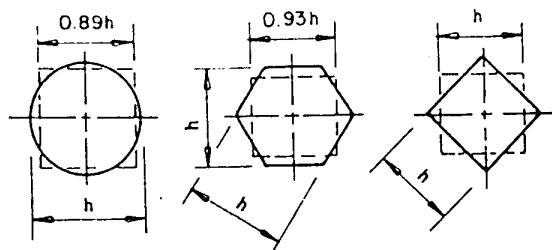
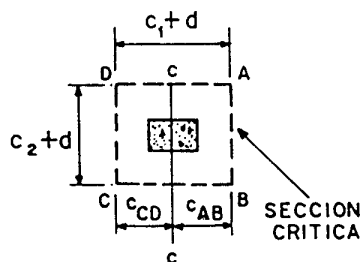


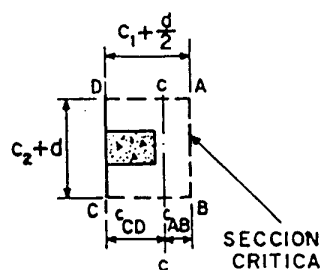
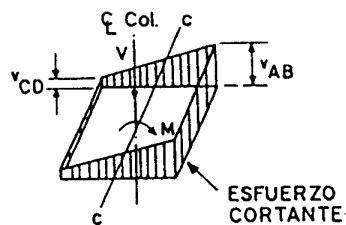
Figura C-11.10.5 EFECTO DE ABERTURAS Y BORDES LIBRES
(EL PERIMETRO EFECTIVO SE INDICA CON LINEA DISCONTINUA)



a) SECCION CUADRADAS DE AREA EQUIVALENTE DE COLUMNAS NO RECTANGULARES.



(b) COLUMNA INTERIOR



(c) COLUMNA DE BORDE

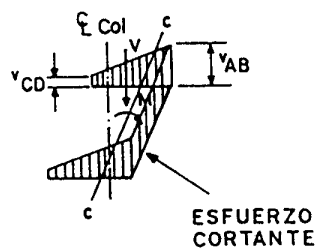


FIGURA C-II.II.2 DISTRIBUCION SUPUESTA DE ESFUERZOS CORTANTES.

CAPITULO C-12 LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DE LAS ARMADURAS

El concepto de longitud de desarrollo para el anclaje de las armaduras fue introducido por primera vez en las normas ACI de 1971, para satisfacer la dualidad de los requisitos de adherencia por flexión y adherencia por anclaje contenidos en ediciones anteriores de dichas normas. Así, no es necesario considerar el concepto de adherencia por flexión, el cual hace énfasis en el cálculos de los esfuerzos máximos nominales de adherencia. La consideración de una resistencia promedio de adherencia sobre una longitud total de desarrollo de las armaduras es más representativa debido a que por una parte, de los ensayos se deducen resistencias promedio de adherencia sobre la base de una longitud embebida y, por otra parte, porque hay variaciones extremas que no son calculables, en los esfuerzos de adherencia locales cerca de las grietas producidas por flexión. (Ref. 12.1).

El concepto de la longitud de desarrollo se basa en el esfuerzo de adherencia promedio que se alcanza a lo largo de las armaduras embutidas en el concreto. Las diversas longitudes ℓ_{db} de estas Normas son las especificadas en las normas ACI de 1971, y se basan en los esfuerzos de adherencia permisibles de las normas ACI de 1963, con la longitud básica de desarrollo incrementada aproximadamente en un 20 por ciento de las requeridas para separaciones pequeñas. Es decir, la longitud de desarrollo estaba dada por $\ell_d = 1.2 (f_y d_b / 4u_u)$, donde u_u era el esfuerzo permisible de adherencia. Por lo tanto, la longitud de desarrollo requerida ℓ_d se convierte esencialmente en la de las normas de 1963 cuando se aplica el factor 0.8 de la Sección 12.2.4 para barras o alambres con separaciones de por lo menos 15 cm de centro a centro.

Una de las razones por la que se requieren las longitudes de desarrollo especificadas es porque las barras sometidas a esfuerzos elevados tienden a hendir recubrimientos delgados. Una sola barra embutida en una masa de concreto no requiere una longitud de desarrollo tan grande; sin embargo, una capa de barras, aún en una masa grande de concreto, puede producir un debilitamiento, formándose una grieta en el plano de las barras. Las Normas no indican qué reducciones en ℓ_{db} podrían ser apropiadas para el caso de concreto en masa, lejos de las esquinas y bordes, pues los datos disponibles son insuficientes.

En su aplicación el concepto de longitud de desarrollo requiere que a partir de las secciones de esfuerzos máximos en el acero, las barras o alambres se prolonguen por lo menos la longitud mínima especificada. Las secciones de esfuerzos máximos se indican en forma general en la Sección 12.9.2.

Es importante destacar que en este Capítulo no se usa el factor de minoración de resistencia ϕ pues las longitudes de desarrollo básica ℓ_{db} especificadas ya tienen en cuenta esta reducción.

C-12.1 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS - GENERALIDADES

Para desarrollar los esfuerzos máximos que ocurren en las armaduras, es necesaria una prolongación de las barras desde el punto de esfuerzo máximo o bien un anclaje. Esta longitud de desarrollo o anclaje es necesario a ambos lados de tales puntos de esfuerzo máximo, para asegurar la transferencia de esfuerzos entre acero y concreto. Puesto que habitualmente, la armadura tiene una longitud considerable a un lado del punto de esfuerzo máximo, los cálculos se hacen solamente para el lado corto.

C-12.2 LONGITUDES DE DESARROLLO DE BARRAS Y ALAMBRES ESTRIADOS EN TRACCION

Esta Sección detalla los requisitos de ℓ_{db} para ser usados con diversos diámetros de barra o alambre estriados, incluyendo los factores modificadores para los casos de barras superiores, esfuerzos cedentes mayores de 4200 kgf/cm², concretos con agregado liviano, separaciones laterales grandes entre barras o alambres y otras condiciones.

Los factores de las Secciones 12.2.3 y 12.2.4 se multiplican sucesivamente cuando es aplicable más de uno, y dan un factor global que multiplica la longitud básica de desarrollo ℓ_{db} obtenida según la Sección 12.2.2. Por lo tanto, para muchos casos, el valor básico ℓ_{db} para las barras estriadas es $0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$, pero por ejemplo, para barras superiores con f_y mayor de 4200 kgf/cm² se requerirán dos factores adicionales, como sigue:

$$\ell_d = (0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c}) \times 1.4 \times (2 - 4200/f_y)$$

Similarmente, las mismas barras separadas de centro a centro 15 cm o más permitirían el uso de un tercer factor (reductor en este caso):

$$\ell_d = (0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c}) \times 1.4 \times (2 - 4200/f_y) \times 0.8$$

Se requiere que la longitud básica de desarrollo ℓ_{db} sea por lo menos $0.006 d_b f_y$ para barras N° 11 o menores, la cual en general controla solamente cuando las barras son menores al N° 6.

En la Figura C-12.2.4(a) se ilustran los criterios de la Sección 12.2.4(a) para los valores mínimos de las distancias al borde y de las separaciones entre barras.

La Figura C-12.2.4(b) ilustra un caso típico donde se usan barras largas (X) y cortas (Y) en forma alternada en una sola capa. Las separaciones que se emplean al aplicar la Sección 12.2.4(a) para las barras Y pueden tomarse iguales a las de las barras X, dado que las barras Y se desarrollan en la longitud BC mientras que las barras X están ya desarrolladas en la longitud BC.

El factor 1.4 para las armaduras superiores de la Sección 12.2.3(a) (que fue introducido por primera vez en las Normas ACI de 1951 en la forma de un factor 0.7 que multiplicaba los esfuerzos admisibles de adherencia) reconoce que tanto el exceso de agua usada en la mezcla para la trabajabilidad como el aire introducido durante las operaciones de su preparación y vaciado, suben hacía la superficie del concreto antes que se complete el fraguado, y quedan atrapados por debajo de las barras reduciendo la adherencia en su superficie inferior. En las barras superiores horizontales en un miembro estructural, este efecto adverso puede disminuir la adherencia hasta un 50 por ciento en casos extremos. Investigaciones recientes parecen reflejar una atenuación de este efecto en las barras "superiores" horizontales en un muro, o en una viga-pared donde existen muchas otras barras horizontales y verticales. Esto sugiere que algo de agua y aire puede quedar atrapado por otras armaduras y no llegar hasta las barras "su-periores".

El factor por exceso de armadura, de la Sección 12.2.4(b), se aplica solamente cuando no se requiere desarrollar totalmente el esfuerzo cedente especi-ficado f_y , así por ejemplo, este factor no se aplicará a la armadura de momento positivo en los apoyos contemplada en la Sección 12.10.2.

C-12.2.5 La longitud de desarrollo mínima de 30 cm no debe multiplicarse por los factores de las Secciones 12.2.3 y 12.2.4.

C-12.3 LONGITUDES DE DESARROLLO DE BARRAS ESTRIADAS COMPRIMIDAS

El efecto debilitante de las fisuras de tracción debidas a la flexión no está presente en las barras comprimidas y usualmente el contacto del extremo de las barras sobre el concreto es beneficioso. Por ello se han especificado longi-tudes básicas de desarrollo ℓ_{db} más cortas para compresión que para tracción. Según la Sección 12.3.3(b), la longitud básica de desarrollo puede reducirse en un 25 por ciento, cuando la armadura está encerrada en un zuncho del tipo usado en las columnas o en una hélice individual colocada alrededor de cada barra o grupo de barras.

C-12.4 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA GRUPOS DE BARRAS

Se requiere incrementar la longitud de desarrollo para barras individua-les cuando se agrupan tres o cuatro barras. La prolongación extra es necesaria porque el agrupamiento hace más difícil lograr la resistencia de adherencia en la parte central del grupo.

El proyectista debe también tomar en cuenta las disposiciones tanto de la Subsección 7.6.6.4 relativas a los cortes de las barras individuales dentro del grupo como las de la Subsección 12.13.2.2 para los empalmes de grupos de barras. Los incrementos de la longitud de desarrollo del Artículo 12.4 no se aplican

cuando se calculan las longitudes de empalme de grupos de barras según la Subsección 12.13.2.2.

C-12.5 LONGITUD DE DESARROLLO PARA BARRAS CON GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN

Las disposiciones sobre anclajes de barras con ganchos siguen las recomendaciones y datos de las Referencias 12.5 y 12.6. La investigación de las fallas que pueden presentarse en los anclajes de barras con ganchos indica que su causa primaria son las grietas que se forman en el recubrimiento en el plano del gancho, debidas a las altas concentraciones de esfuerzos en dicha zona. Por lo tanto, la longitud de desarrollo de los ganchos es función directa del diámetro de la barra d_b , el cual controla la magnitud de los esfuerzos de compresión en el interior del gancho. En este Artículo se consideran los ganchos estándar definidos en el Artículo 7.1, y, consecuentemente, la influencia de los radios de doblez mayores a los especificados no puede evaluarse aplicando el Artículo 12.5.

Estas Normas definen una longitud total de desarrollo de barras con ganchos, ℓ_{dh} , que se mide desde la sección crítica hasta el borde exterior del gancho, como se indica en la Figura C-12.5.1.

Similarmenete a las disposiciones para las longitudes de desarrollo de barras rectas del Artículo 12.2, la longitud de desarrollo ℓ_{dh} de las barras con gancho es igual a la longitud básica de desarrollo ℓ_{hb} de la Sección 12.5.2, multiplicada por los factores de modificación aplicables de la Sección 12.5.3. Los factores de modificación se establecen para diferentes condiciones: resistencias cedentes de las barras, armaduras en exceso, concreto estructural con agregados liviano, y las que consideran la resistencia a la fisuración debida al confinamiento que suministran el concreto y las ligaduras o estribos. Los factores se basan en las recomendaciones de las Referencias 12.5 y 12.6.

Si el recubrimiento lateral es suficientemente grande para evitar las fisuras y, además, se colocan ligaduras, los factores de las Secciones 12.5.3.b y c, pueden aplicarse simultáneamente, es decir, $\ell_{dh} = 0.7 \times 0.8 \times \ell_{hb}$. Si adicionalmente se trata de concreto estructural con agregados livianos:

$$\ell_{dh} = 0.7 \times 0.8 \times 1.3 \times \ell_{hb}$$

El factor correspondiente a un exceso de armaduras solo es aplicable donde el anclaje o la longitud de desarrollo no se requiere en forma específica para alcanzar el esfuerzo cedente f_y . Por ejemplo, este factor no se aplica para el desarrollo de las armaduras que resisten momentos positivos en los apoyos, según la Sección 12.10.2. Además, no se hace distinción entre las barras superiores y las otras, por cuanto esto es difícil en las barras con gancho. Se especifica un valor mínimo de ℓ_{dh} para prevenir fallas por extracción directa cuando el gancho está ubicado muy cerca de la sección crítica. Por otra parte, los ganchos no pueden considerarse efectivos en compresión.

C-12.5.4 Los ganchos tienden a provocar la falla por fisuración del concreto, especialmente si son pequeños tanto el recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) como el recubrimiento superior o inferior (en el plano del gancho); véase la Figura C-12.5.4. Por lo tanto, cuando el recubrimiento es pequeño, es esencial confinar la zona de anclaje por estribos o ligaduras, y en especial si hay que desarrollar la resistencia cedente de las barras consideradas.

Algunos casos típicos donde los ganchos pueden requerir ligaduras o estribos de confinamiento se presentan en los extremos de las vigas simplemente apoyadas, en los extremos libres de las ménsulas, y en los extremos de los miembros que concurren y terminan en un nodo. En contraste, no se requieren las ligaduras o estribos si el esfuerzo calculado de la barra es tan bajo que el gancho no es necesario para su anclaje. Además, en los extremos discontinuos de losas o placas, cuando el concreto confina la zona de anclaje perpendicularmente al plano del gancho, no son aplicables las disposiciones de la Sección 12.5.4.

C-12.6 ANCLAJES MECÁNICOS

La longitud de desarrollo total de una barra consiste en la suma de todas las partes que contribuyan al anclaje. Cuando el anclaje mecánico no sea suficiente para suministrar la longitud de desarrollo requerida, la longitud adicional debe proveerse prolongando la barra entre el anclaje mecánico y la sección crítica.

C-12.7 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES ESTRIADOS SOMETIDAS A TRACCIÓN

En el año 1976 el ACI adoptó nuevas disposiciones para las longitudes de desarrollo de mallas soldadas de alambre estriado. La Figura C-12.7(a) muestra la longitud de desarrollo necesaria para una malla con un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo.

En las especificaciones ASTM A 497 para las mallas de alambres estriados no se requiere que las soldaduras sean tan resistentes como las exigidas para las mallas de alambre liso (ASTM A 185), ya que parte de la longitud de desarrollo se asigna a las soldaduras y parte a la longitud del alambre estriado. El cálculo de la longitud de desarrollo se ha simplificado en relación a las disposiciones de normas anteriores suponiendo que solo un alambre transversal está contenido en la longitud de desarrollo. Los factores de las Secciones 12.2.3 y 12.2.4 que modifican la longitud de desarrollo básica ℓ_{db} también aquí son aplicables pero con una longitud mínima de 20 cm.

C-12.8 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOMETIDAS A TRACCIÓN

La Figura C-12.7(b) muestra los requisitos para las longitudes de desarrollo para las mallas de alambres lisos, la cual depende primordialmente de la

ubicación de los alambres transversales. En el caso de mallas con alambres más delgado para desarrollar en forma adecuada la resistencia cedente total de los alambres anclados es necesario que haya una franja que contenga por lo menos dos alambres transversales a 5 cm o más de la sección crítica. Sin embargo, en el caso de malla tupidas con alambres más gruesos se requiere una franja más ancha, especificándose además una longitud de desarrollo mínima para este caso.

C-12.9 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN - GENERALIDADES

C-12.9.2 Las secciones críticas para una viga continua típica se indican con una "c" o una "x" en la Figura C-12.9.2. Para carga uniforme la armadura positiva que se prolonga dentro del apoyo es más susceptible de ser controlada por los requisitos de la Sección 12.10.3 que por los de la longitud de desarrollo medida desde la sección de momento máximo o de interrupción de la barra.

C-12.9.3 Los diagramas de momentos que comúnmente se usan en el diseño son aproximados. Pueden ocurrir desplazamientos en la ubicación de los momentos máximos debido a variaciones en las cargas, asentamiento de apoyos, cargas laterales u otras causas. Una fisura de tracción diagonal en un miembro sin estribos sometido a flexión, puede desplazar la ubicación del esfuerzo de tracción calculado aproximadamente a una distancia d hacia el punto de momento cero. Cuando hay estribos este efecto es de menor importancia pero todavía existe en cierto modo. Para considerar los desplazamientos de las secciones de momento máximo las Normas requieren la prolongación de las armaduras a una distancia d o $12d_b$ más allá de la sección en la cual éstas no son más teóricamente necesarias para resistir flexión, excepto en los casos indicados. En la Figura C-12.9.2 se ilustra la posición de los puntos de interrupción de las barras para satisfacer este requisito.

Cuando se usan barras de diferentes diámetros la prolongación depende del diámetro de la barra que se interrumpe. A fin de satisfacer los requisitos de esta Sección, una barra que se dobla hacia el lado opuesto de una viga y que se continúa allí, se puede considerar como efectiva hasta donde intercepta la mitad de la altura del miembro.

C-12.9.4 Cuando en las zonas sometidas a tracción se interrumpen o doblan barras se originarán los esfuerzos máximos en las barras restantes. En la Figura C-12.9.2 se emplea una marca "x" para indicar los puntos de esfuerzo máximo que se originan en las barras que continúan después que se interrumpió parte de éstas. Si las barras se cortan de acuerdo a como lo permiten los diagramas de momentos, estos esfuerzos máximos llegan al valor f_y , lo que requiere la prolongación ℓ_d como se indicó. Esta prolongación puede exceder el largo requerido por flexión.

C-12.9.5 Hay evidencias de que se reduce la resistencia al corte y se pierde ductilidad cuando las barras son interrumpidas en una zona de tracción (Ref. 12.7). Consecuentemente, estas Normas no permiten la interrupción de las armaduras en una zona en tracción, a menos que se satisfagan condiciones especiales. En general, cuando algunas armaduras se interrumpen en una zona de tracción, tienden a formarse fisuras de flexión prematuramente. Si tanto los esfuerzos en las armaduras que continúan como la resistencia al corte están próximos a sus valores límites, las fisuras de tracción diagonal tienden a desarrollarse anticipadamente a partir de estas fisuras de flexión. Por lo tanto, las fisuras diagonales tienen menos probabilidades de formarse cuando los esfuerzos cortantes son bajos (Subsecciones 12.9.5.1 y 12.9.5.3) y pueden ser limitadas empleando estribos con poca separación (Sección 12.9.5.2). No es necesario aplicar estos requisitos a los empalmes en tracción especificados en el Artículo 12.14, la Sección 12.12.5 y en las partes correspondientes del Artículo 12.2.

C-12.9.6 Las ménsulas, los miembros de altura variable, y otros donde el esfuerzo del acero f_s no disminuye linealmente en proporción a un momento decreciente, requieren consideraciones especiales para el desarrollo adecuado de las armaduras de flexión. Para la ménsula de la Figura C-12.9.6, el esfuerzo de las armaduras en el agotamiento es casi constante y aproximadamente igual a f_y , desde la cara del apoyo hasta el punto de aplicación de la carga. En tal caso, el desarrollo de las armaduras de flexión depende principalmente del anclaje colocado en el extremo cargado. En la Referencia 12.1 se sugiere la soldadura de una barra transversal de igual diámetro, como un medio para proporcionar un anclaje efectivo. Un gancho extremo en el plano vertical, con el diámetro mínimo del doblez, no es totalmente efectivo porque existirá esencialmente un concreto sin armar cerca de las cargas aplicadas en la proximidad de las esquinas. Para el caso de ménsulas anchas (perpendicularmente al plano de la figura) y cargas que no se aplican cerca de las esquinas, las barras en forma de U en un plano horizontal proporcionan ganchos extremos efectivos.

C-12.10 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS PARA MOMENTOS POSITIVOS

C-12.10.1 Una parte determinada de las armaduras para momentos positivos debe prolongarse hacia y dentro del apoyo, a lo largo del mismo borde del miembro, para tomar en cuenta el efecto de alguna variación de los momentos no contemplado en los cálculos.

C-12.10.2 Cuando un miembro sometido a flexión es parte de un sistema primario que resiste cargas laterales, se puede producir una inversión de los momentos en el apoyo debido a la acción de cargas mayores a las previstas en el diseño; por ello algunas armaduras positivas deben estar bien ancladas dentro del apoyo. Este

anclaje se requiere para asegurar una respuesta dúctil en el caso de solicitaciones excepcionales, como las originadas por explosiones o sismos. Para lograr esta ductilidad no basta emplear más armaduras trabajando a esfuerzos más bajos. El requisito de anclaje total no se aplica a las armaduras en exceso que se coloquen en el apoyo.

C-12.10.3 En los extremos simplemente apoyados y puntos de inflexión tales como los marcados con "P.I." en la Figura C-12.9.2, el diámetro de las armaduras positivas debe ser lo suficientemente pequeño como para que la longitud de desarrollo ℓ_d calculada no exceda el valor $\ell_a + M_n/V_u$ o $\ell_a + 1.3 M_n/V_u$ para el caso de condiciones favorables de apoyo. La Figura C-12.10.3(a) ilustra el uso de esta disposición cuando no se utilizan los ganchos estándar o un anclaje mecánico equivalente.

En el punto de inflexión el valor de ℓ_a no debe exceder el valor real de la prolongación de la barra más allá del mismo. La parte de la longitud disponible correspondiente al valor M_n/V_u es una cantidad teórica que no está asociada generalmente a un punto donde hay un esfuerzo máximo evidente; M_n es el momento resistente nominal de la sección sin el factor ϕ , y no el momento aplicado mayorado.

El valor M_n/V_u corresponde a la longitud de desarrollo para la barra de mayor diámetro obtenida de la fórmula de flexión por adherencia anteriormente usada, es decir $\Sigma_o = V/ujd$, donde u es el esfuerzo de adherencia y jd es el brazo mecánico. En las normas ACI de 1971 estos requisitos de anclaje se redujeron en relación a normas anteriores, tomando en consideración la longitud de anclaje extremo de que se dispone ℓ_a , e incluyendo un aumento del 30 % para el valor M_n/V_u cuando los extremos de las armaduras están confinados por una reacción que produce compresión.

Como ejemplo, considérese que en un extremo simplemente apoyado se coloca una barra de diámetro tal que ℓ_d calculada según el Artículo 12.2 es igual a $0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$.

El diámetro será satisfactorio solamente si $0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$ no excede de $\ell_a + 1.3 M_n/V_u$.

El valor ℓ_a a usarse en los puntos de inflexión está limitado a la altura útil d del miembro o a 12 diámetros ($12 d_b$), el que sea mayor. La Figura C-12.10.3(b) ilustra esta disposición en los puntos de inflexión. La limitación para ℓ_a se agregó porque no se dispone de ensayos que demuestran que una longitud grande de la barra más allá del punto de inflexión será totalmente efectiva para desarrollar una barra que tiene sólo una corta distancia entre un punto de inflexión y un punto de máximo esfuerzo.

C-12.11 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS PARA MOMENTOS NEGATIVOS

La Figura C-12.11 ilustra dos métodos para satisfacer los requisitos de anclaje de las armaduras sometidas a tracción más allá de la cara del apoyo. Para el anclaje de armaduras con ganchos véase el Artículo C-12.5.

La Sección 12.11.3 fija los requisitos para considerar el efecto de las posibles variaciones del diagrama de momentos alrededor de un punto de inflexión, como se discute en la Sección 12.9.3 y, en todo caso, rige la más estricta de las dos disposiciones.

C-12.12 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS TRANSVERSALES EN LAS VIGAS

C-12.12.1 Los estribos deben colocarse tan cerca de la cara comprimida del miembro cuanto sea posible, pues las fisuras debidas a la tracción por flexión penetran profundamente cuando el miembro se aproxima a su agotamiento.

C-12.12.2 En la Figura C-12.12.2 se ilustran los requisitos para el anclaje de estribos en U hechos de barras y alambres estriados.

C-12.12.2.1 Cuando se usan ganchos estándar, debe haber una longitud de $0.5 \ell_d$ entre $d/2$ y el punto de tangencia del gancho. La línea A en la Figura C-12.12.2 señala el punto de tangencia del gancho. Esta disposición puede requerir una reducción en el diámetro y en la separación de las armaduras del alma, o un aumento en la altura útil de la viga, para que las armaduras transversales sean totalmente efectivas.

C-12.12.2.3 Puesto que no es posible doblar un acero de Grado 42 en forma cerrada alrededor de una barra longitudinal, el anclaje depende básicamente del valor que corresponde al gancho y de la longitud principal de que se dispone. Una barra longitudinal dentro del gancho de un estribo limita el ancho de cualquier fisura por flexión aun en una zona de tracción. Puesto que tal gancho está en un plano normal a la superficie vecina del concreto, se reduce la posibilidad de hendeduras, por lo que para barras o alambres de pequeño diámetro se estima que este gancho es capaz de desarrollar un esfuerzo de 2800 kgf/cm^2 . Consecuentemente, para los estribos usuales de Grado 42 es necesaria una longitud adicional de $\ell_d/3$. Para estribos de Grado 28 (o barras de Grado 42 traccionadas hasta un esfuerzo de 2800 kgf/cm^2) no es necesaria la longitud principal adicional. El doblez de 180 grados alrededor de una barra longitudinal para el anclaje de estribos se reduce a 135 grados porque las resistencias de anclaje de los dos tipos de dobleces son aproximadamente iguales.

C-12.12.2.4 En la Figura C-12.12.2.4 se ilustran los requisitos de anclaje para mallas soldadas de alambres lisos para estribos

C-12.12.2.5 Las disposiciones para el anclaje en el borde traccionado, de los estribos de una rama constituidos por alambres de malla soldada, requiere que el alambre longitudinal esté a la misma profundidad que la armadura primaria de flexión para evitar la fisuración a nivel del acero en tracción. La Figura C-12.12.2.5 ilustra los requisitos de anclaje para los estribos de una rama formados por alambres de malla soldada. Para los estribos de una rama, ya sea de barras o alambres de malla soldada, las Normas permiten el anclaje mediante ganchos o longitudes de desarrollo en los bordes comprimidos y traccionados de los miembros (Subsecciones 12.12.2.1 y 12.12.2.3) y longitudes de desarrollo por prolongaciones rectas solo para el anclaje en el borde comprimido (Subsección 12.12.2.2). Esta Sección especifica la forma de realizar el anclaje de los estribos de una rama constituidos por una malla soldada plana, mediante el anclaje de alambres longitudinales, y con las longitudes adecuadas de las prolongaciones rectas, tanto en los bordes comprimidos como traccionados de los miembros.

C-12.12.5 Estos requisitos de solape de estribos en U doble para formar estribos cerrados prevalecen sobre las disposiciones del Artículo 12.14.

C-12.13 EMPALMES DE LAS ARMADURAS - GENERALIDADES

En este Artículo se incluyen las disposiciones generales para los empalmes de las armaduras que se refieren a la adherencia, y al detallado completo de los miembros.

Debido a que cada extremo de un empalme introduce concentraciones de esfuerzos que tienden a originar hendeduras prematuramente, las longitudes para los empalmes Clase B y Clase C son más largas que las longitudes de desarrollo ℓ_d . Se limita el ancho del miembro o la separación transversal de los empalmes por solape, para que haya un área mínima de concreto entre los empalmes adyacentes a fin de lograr un anclaje total. Las dos barras que forman un empalme por solape pueden estar en contacto o separadas, como se desee, pero cuando están empalmadas deben cumplir con la Subsección 12.13.2.3. Cuando la separación transversal entre solapes es más de 15 cm y el empalme está ubicado a más de 8 cm del paramento, la longitud de desarrollo ℓ_d puede multiplicarse por 0.8 (véase la Sección 12.2.4(a)), y las longitudes de los empalmes por solape se reducen análogamente. En este caso se permiten longitudes de solape más cortas debido a que la tendencia a la formación de hendeduras en el plano de las barras es menos acentuada.

Para tener ductilidad, los empalmes por solape deben ser adecuados para desarrollar un esfuerzo mayor que la resistencia cedente de las armaduras. En caso contrario, el miembro puede sufrir una falla repentina del empalme si se alcanza la resistencia cedente de la armadura, y así no se puede obtener "tenacidad" en el miembro. Las longitudes de solape especificadas en estas Normas han

sido establecidas para satisfacer estos requisitos de ductilidad. En lo posible, los empalmes deben alejarse de los puntos de máximo esfuerzo de tracción. Los requisitos para los solapes de la Tabla 12.14 favorecen esta práctica al especificar exigencias más rigurosas para empalmes con esfuerzos elevados, es decir, cuando la relación entre A_s provisto y A_s requerido es menor de 2, y para empalmes agrupados desfavorablemente.

C-12.13.2 Empalmes por Solape

C-12.13.2.1 Por la falta de adecuados datos experimentales sobre empalmes por solape de barras N° 14 y N° 18 en compresión y tracción, se prohíbe el empalme por solape en barras de estos diámetros, con excepción de lo establecido en la Sección 12.15.2 y la Subsección 15.8.2.4 para los empalmes por solape en compresión de barras N° 14 y N° 18 con barras de menor diámetro.

C-12.13.2.2 El incremento de la longitud de solape en barras agrupadas se basa en la reducción del perímetro exterior del conjunto. El valor ℓ_d a usarse para calcular la longitud de empalme prescrito en la Sección 12.14.1 o 12.15.1 se refiere a una barra individual. Los incrementos en la longitud de desarrollo del Artículo 12.4 no tienen que incluirse en estos cálculos, porque así se duplicarían los incrementos requeridos en la Subsección 12.13.2.2 por el efecto de agrupamiento.

C-12.13.2.3 Si las barras individuales de los empalmes por solape están demasiado separadas se crea una sección sin armar. Se considera como una precaución mínima la disposición que obliga que una fisura potencial siga una línea en zig-zag con pendientes 5 a 1. Se agrega la limitación de separación al máximo de 15 cm porque la mayoría de las investigaciones efectuadas con barras estriadas se realizó colocando las armaduras dentro de esta separación.

C-12.13.3 Empalmes Soldados y Conexiones Mecánicas

C-12.13.3.2 Las Normas requieren que todas las soldaduras de las armaduras estén en conformidad con las Normas AWS D 1.4, "Structural Welding Code—Reinforcing Steel", de la Sociedad Americana de Soldadura. Para una discusión sobre este tema véase la Sección C-3.5.2.

C-12.13.3.3 Un empalme total soldado es aplicable primordialmente a las barras de diámetros grandes (N° 6 o mayores) en miembros principales. El requisito de resistencia en tracción del 125 por ciento de la resistencia cedente especifica da asegurará una buena soldadura, adecuada también para compresión. Es deseable que los empalmes sean capaces de desarrollar la resistencia de agotamiento de las barras solapadas, pero limitaciones prácticas hacen difícil el logro de esta condición ideal. El esfuerzo máximo de las armaduras que se usan en el diseño según

estas Normas es la resistencia cedente. Para asegurar la suficiente resistencia de los empalmes de manera que se pueda alcanzar la cedencia en un miembro y con ello evitar la falla frágil, se seleccionó un incremento del 25 por ciento por encima de la resistencia cedente especificada, que es a la vez un mínimo adecuado para la seguridad y un máximo posible por razones económicas.

C-12.13.3.4 Se requiere que una conexión total mecánica también desarrolle un 125 por ciento de la resistencia cedente, en tracción o compresión, según se necesite; por las mismas razones que se discuten para el empalme total soldado en la Subsección C-12.13.3.3.

C-12.13.3.5 Se permite el uso de uniones soldadas o conexiones mecánicas con resistencia menor que el 125 por ciento de la resistencia cedente, si se satisfacen los criterios mínimos de diseño de la Sección 12.14.4.

C-12.14 EMPALMES DE BARRAS Y ALAMBRES ESTRIADOS SOMETIDOS A TRACCIÓN

C-12.14.1 Los empalmes por solape en tracción se clasifican en tres tipos: (A, B y C), con longitudes de solape proporcionales a la longitud de desarrollo en tracción ℓ_d . La longitud de desarrollo ℓ_d (Artículo 12.2) que se usa en el cálculo del solape debe corresponder a f_y , debido a que las clasificaciones de los empalmes (Tabla 12-14) ya reflejan cualquier exceso de armaduras en la zona del empalme; por lo tanto, no debe usarse el factor por exceso de armaduras de la Sección 12.2.4.(b) para el exceso de A_s . En cambio para las armaduras superiores cuando f_y es mayor de 4200 kgf/cm², y para concretos livianos, los factores de amplificación de ℓ_d de la Sección 12.2.3 deben aplicarse donde corresponda. Los factores de reducción para ℓ_d de la Sección 12.2.4(a) y (c) relativos a separaciones grandes y zunchos pueden aplicarse donde se satisfacen las condiciones especificadas.

Las características de los empalmes se basan en las tres siguientes consideraciones:

El tipo de miembro,

El nivel del esfuerzo en las armaduras a empalmarse, y

La fracción de la armadura total que se va a empalmar en una sección.

La condición más exigente para los empalmes se presenta en los tensores (Sección 12.14.5), donde las tres condiciones anteriores pueden ser críticas. Próximo en severidad es el caso del empalme de todas las armaduras de un miembro en la sección con esfuerzo de tracción máximo. Las condiciones menos críticas corresponden a empalmar todas las armaduras en una sección alejada de la de esfuerzo de tracción máximo o sólo una parte de la armadura total en la sección crítica. La disposición preferida y recomendada consiste en colocar los empalmes escalonados y alejados de la sección de esfuerzo de tracción máximo. Las

Secciones 12.14.2, 12.14.3 y 12.14.4 dan los requisitos detallados para los empalmes en tracción usados bajo diversas condiciones de diseño, los cuales permiten una economía máxima consistente con una resistencia estructural uniforme en todo el miembro.

C-12.14.2 Los requisitos para empalmes por solape en tracción de la Tabla 12-14 favorecen la colocación de los empalmes lejos de las regiones de elevados esfuerzos de tracción, y ubicarlos donde el área de acero suministrado en el empalme es al menos el doble de la requerida por el análisis.

La longitud de solape de cualquier fracción del área total de las armaduras en zonas de elevados esfuerzos de tracción (A_s proporcionado / A_s requerido menor de 2) debe ser por lo menos $1.3 \ell_d$ (Clase B) donde ℓ_d se basa en el valor de f_y . Si se empalma más de la mitad de las armaduras en tal zona, los solapes deben tener una longitud mínima de $1.7 \ell_d$ (Clase C), donde ℓ_d también se basa sobre el valor de f_y .

Las longitudes requeridas para los solapes pueden reducirse si los empalmes se colocan donde las armaduras están sometidas a esfuerzos de tracción bajos (A_s proporcionado / A_s requerido igual o mayor de 2). El tipo de empalme requerido depende del porcentaje de armaduras que se solapan. Los de la Clase A se permiten en las zonas donde se empalma no más del 75 por ciento del área total de las armaduras dentro de una longitud de solape (los empalmes quedan así escalonados).

Los empalmes Clase B se requieren en las zonas de bajos esfuerzos cuando en una sección es necesario solapar más del 75 por ciento del acero. Esta disposición permite al proyectista realizar los empalmes de todas las barras en una sola sección.

C-12.14.3 Cuando los empalmes soldados o las conexiones mecánicas están ubicados en zonas de elevados esfuerzos de tracción en las armaduras, deben desarrollar por lo menos un 125 por ciento de la resistencia cedente especificada.

C-12.14.4 Esta Sección describe la situación donde pueden usarse empalmes soldados o conexiones mecánicas de resistencia menor de 125 por ciento de la cedente especificada de las armaduras; véase la Subsección C-12.13.3.5.

El Articulado reduce los requisitos de empalmes o conexiones cuando éstos están escalonados y hay un exceso de armaduras. El criterio de duplicar la fuerza de tracción calculada se usa en secciones que contienen empalmes parciales en tracción para tomar en cuenta que sólo una parte del total de las armaduras es continua. El empalme parcial usual en tracción será una soldadura de ranura entre barras o entre una barra y una pieza de acero estructural.

Para detallar estas soldaduras, debe especificarse su longitud. El tamaño, la resistencia y detalles de las mismas se regirán por las Normas AWS D 1.4, "Structural Welding Code - Reinforcing Steel", de la Sociedad Americana de Soldadura.

C-12.14.5 En estas Normas se entiende como tensor de concreto armado el miembro sometido a una carga axial suficiente para originar tracciones en toda la sección y en una parte apreciable de su longitud. Por ejemplo, tirantes de arcos, tensores que transmiten cargas a una estructura superior, y elementos principales en tracción de las celosías.

El escalonamiento de los empalmes a 75 cm se considera adecuado para empalmes totales realizados mediante soldaduras o conexiones mecánicas.

C-12.15 EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS SOMETIDAS A COMPRESION

Las investigaciones sobre adherencia se refieren primordialmente a barras sometidas a tracción. El comportamiento en adherencia de las barras en compresión no está afectado por el problema de la formación de fisuras transversales en tracción, y por ello los empalmes en compresión no requieren disposiciones tan estrictas como las especificadas para los empalmes en tracción.

C-12.15.1 Los ensayos han demostrado que la resistencia de los empalmes en compresión depende considerablemente del contacto de los extremos y por lo tanto, no aumenta proporcionalmente con la longitud del empalme (Refs. 12.1 y 12.8). Consecuentemente, para resistencias cedentes superiores a 4200 kgf/cm², las longitudes de solape en compresión se incrementan considerablemente, excepto cuando se usan envolturas helicoidales (como en las columnas zunchadas), siendo el incremento del orden del 10 por ciento para f_y igual a 5200 kgf/cm².

C-12.15.3 Cuando los empalmes están encerrados por ligaduras mínimas en toda su longitud se permiten longitudes de empalme reducidas. Las longitudes de los solapes en compresión pueden multiplicarse por 0.85 para miembros comprimidos con ligaduras cuando el área de las mismas en la longitud de solape es por lo menos 0.0015 hs , pero ésta no puede ser menor de 30 cm.

Las ramas de las ligaduras perpendiculares a cada dirección se calculan separadamente, debiéndose satisfacer los correspondientes requisitos. Esto se ilustra en la Figura C-12.15.3 donde cuatro ramas son efectivas en una dirección y dos ramas en la otra. Este cálculo es crítico solamente en una dirección, la cual puede usualmente detectarse por simple inspección.

C-12.15.4 Debido al incremento de la resistencia a hendeduras, las longitudes de solapes en compresión pueden reducirse cuando el empalme por solape está encerrado en toda su longitud por zunchos. Los zunchos deben satisfacer los requisitos de las Secciones 7.10.4 y 10.9.3.

C-12.15.5 Empalmes a Tope

C-12.15.5.1 La experiencia con empalmes por contacto en los extremos ha sido casi exclusivamente con barras verticales de las columnas. Si las barras están inclinadas con respecto a la vertical, se requiere un cuidado especial para asegurar que se pueda lograr y mantener un contacto a tope.

C-12.15.5.2 Estas tolerancias están basadas en ensayos de miembros a escala natural con barras N° 18.

C-12.15.5.3 Se ha adoptado esta limitación para asegurar una resistencia mínima al corte en las secciones que contienen empalmes a tope.

C-12.16 REQUISITOS ESPECIALES PARA LOS EMPALMES EN LAS COLUMNAS

En las columnas sometidas a flexocompresión pueden ocurrir esfuerzos de tracción en una cara de la columna, tal como se muestra en la Figura C-12.16. Cuando hay tales tracciones, este Artículo requiere que se empleen empalmes a tracción o que se garantice una resistencia adecuada a estos esfuerzos.

C-12.16.1 Se requiere una resistencia mínima a la tracción aún donde el análisis estructural indica que hay únicamente compresiones. Si se usan empalmes por contacto extremo sin otras barras adicionales, la cuantía máxima permitida de armaduras empalmadas en un punto de cualquier cara de una columna es de tres cuartas partes de la total. Se pueden utilizar empalmes mecánicos diseñados para transmitir las compresiones de todas las armaduras en una sección, siempre que posean una capacidad en tracción igual a una cuarta parte de la resistencia cedente de las armaduras conectadas. Se puede emplear cualquier combinación de empalmes, barras de empalme o empalmes escalonados conjuntamente con barras continuas, siempre que se mantenga la mínima capacidad a tracción requerida.

Para las condiciones donde los esfuerzos pueden variar desde el valor de f_y en compresión hasta la mitad de f_y en tracción o menos deberá proveerse en cada cara de la columna para cualquier sección donde hayan empalmes, la resistencia mínima a la tracción, que se estipula en dos veces la calculada.

C-12.16.2 Donde la tracción calculada puede exceder un medio de f_y , los requisitos de empalmes son los mismos que en los empalmes a tracción reglamentados en el Artículo 12.14.

C-12.17 EMPALMES DE LAS MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES ESTRIADOS SOMETIDAS A TRACCIÓN

Estas disposiciones para las mallas de alambres estriados se fundamentan en resultados de ensayos (Ref. 12.9) y suponen que en la longitud de solape sólo hay un alambre transversal de cada malla. La longitud de desarrollo ℓ_d es la prescrita en el Artículo 12.7 sin tomar en cuenta el mínimo de 20 cm. El

mínimo de 20 cm se aplica a la longitud de solape total. Véase la Figura C-12.17. En el caso de no haber alambres transversales dentro del solape, rigen las especificaciones para los alambres estriados.

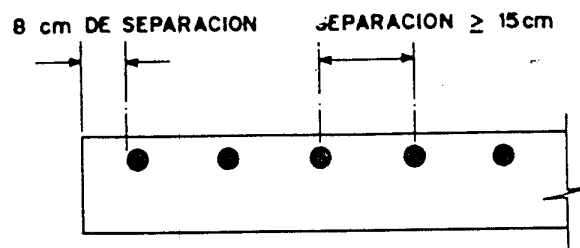
C-12.18 EMPALMES DE LAS MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOMETIDAS A TRACCION

La resistencia de los empalmes de las mallas soldadas de alambres lisos depende primordialmente del anclaje que se obtiene de los alambres transversales en lugar de la longitud de los alambres dentro del empalme. Por esta razón, el solape se especifica en función de la ubicación de los alambres transversales según se ilustra en la Figura C-12.18, en vez de emplear diámetros o longitudes. Los 5 cm de solape adicionales requeridos sirven para garantizar la superposición de los alambres transversales y dar un espacio suficiente para una satisfactoria consolidación del concreto entre los mismos. La investigación ha demostrado que se requiere una longitud de solape mayor cuando se solapan mallas tupidas de alambres gruesos y, en consecuencia, para estos casos se especifican longitudes adicionales de solape, además del mínimo absoluto de 15 cm (Ref. 12.10). La longitud de desarrollo ℓ_d corresponde a la calculada según el Artículo 12.8 sin considerar el mínimo de 15 cm. Estas disposiciones se ilustran en la Figura C-12.18.

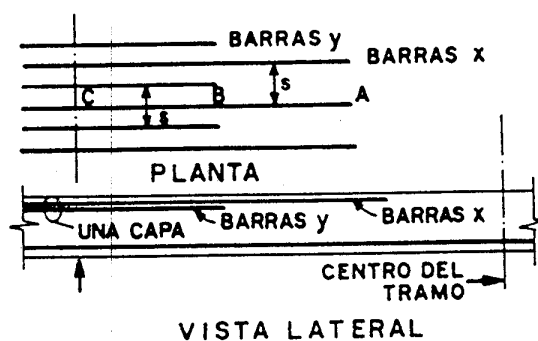
REFERENCIAS

- 12.1 ACI Committee 408, "Bond Stress - The State of the Art", ACI Journal, Proceedings V. 63, N° 11, noviembre 1966, págs. 1161-1188.
- 12.2 Untrauer, Raymond E., y Warren, George E., "Stress Development of Tension Steel in Beams", ACI Journal, Proceedings V. 74, N° 8, agosto 1977, págs. 368-372.
- 12.3 Orangun, C. O.; Jirsa, J. O. y Bren, J. E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices", ACI Journal, Proceedings V. 74, marzo 1977, págs. 114-122.
- 12.4 Ferguson, Phil M., "Small Bar Spacing or Cover - A Bond Problem for the Designer", ACI Journal, Proceedings V. 74, N° 9, septiembre 1977, págs. 435-439.
- 12.5 ACI Committee 408, "Suggested Development, Splice and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension", ACI Concrete International, julio 1979, págs. 44-46.

- 12.6 Jirsa, James O.; Lutz, LeRoy A. y Gergely, Peter, "Rationale for Suggested Development, Splice and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension", ACI Concrete International, julio 1979, págs. 47-61.
- 12.7 Ferguson, Phil M., y Matloob, Farid N., "Effect of Bar Cut-Off on Bond and Shear Strength of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Proceedings V. 56, N° 1, julio 1959, págs. 5.24.
- 12.8 Pfister, James F., y Mattock, Alan H., "High Strength Bar as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns", Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 5, N° 2, mayo 1963, págs. 27-40.
- 12.9 Lloyd, John P., y Kesler, C. E., "Behavior of One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric", T&AM Report N° 323. University of Illinois, 1969, 129 págs.
- 12.10 Lloyd, John P., "Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric", Publication N° R(S)4, Civil Engineering, Oklahoma State University, junio 1971, 37 págs.



SEPARACIONES LIMITES



SEPARACION DE BARRAS DE DIFERENTE LONGITUD

Figura C-12.2.4 CRITERIOS DE LA SECCION 12.2.4 (a)

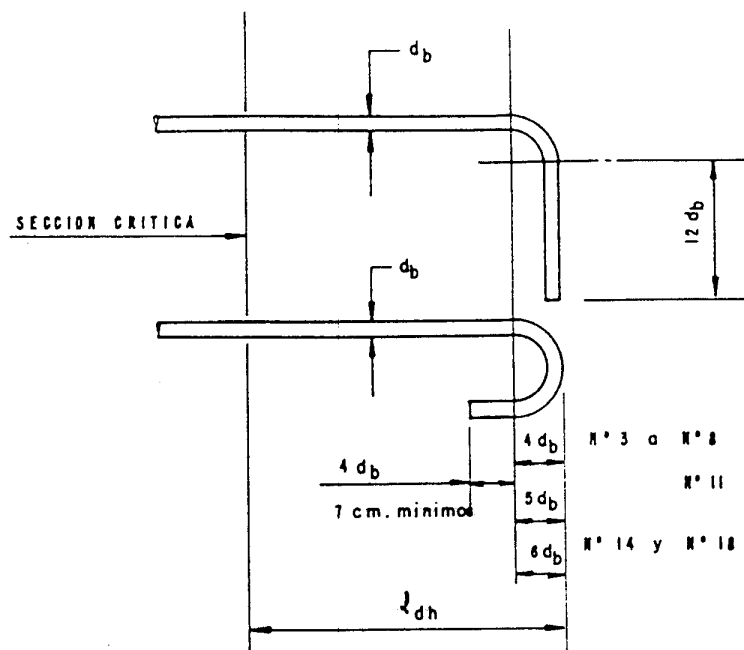


FIGURA C-12.5.1 LONGITUD TOTAL DE DESARROLLO, l_{dh} , DE BARRAS CON GANCHO ESTANDAR

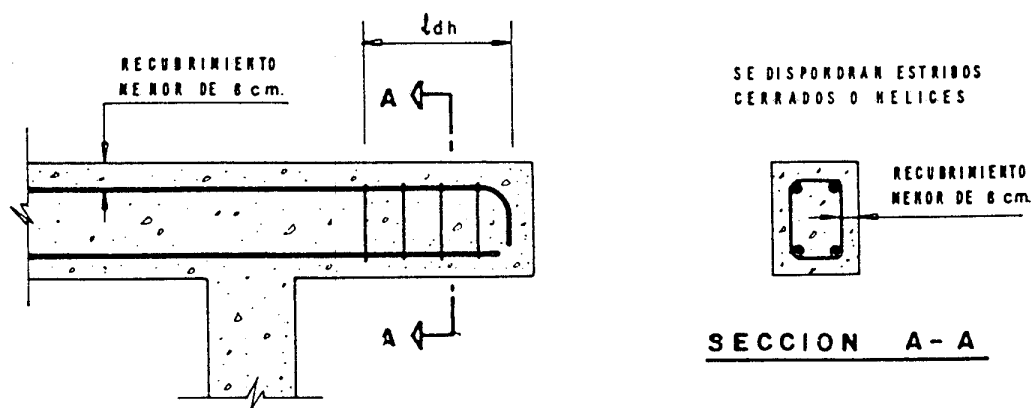
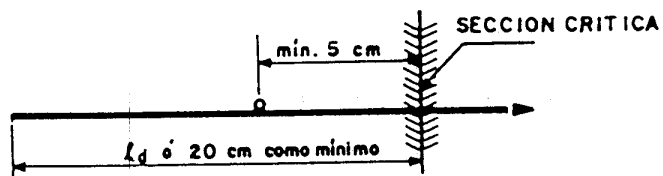
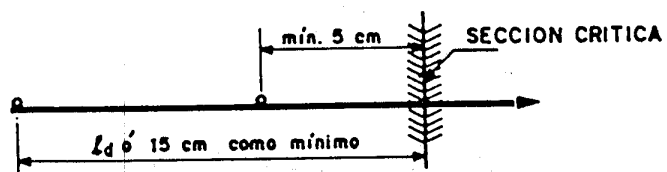


FIGURA C-12.5.4 ANCLAJE DE BARRAS CON GANCHOS SEGUN LA SECCION 12.5.4



(a) LONGITUD DE DESARROLLO PARA MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES ESTRIADOS ARTICULO 12.7



(b) LONGITUD DE DESARROLLO PARA MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS ARTICULO 12.8

Figura C-12.7 LONGITUD DE DESARROLLO PARA MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES

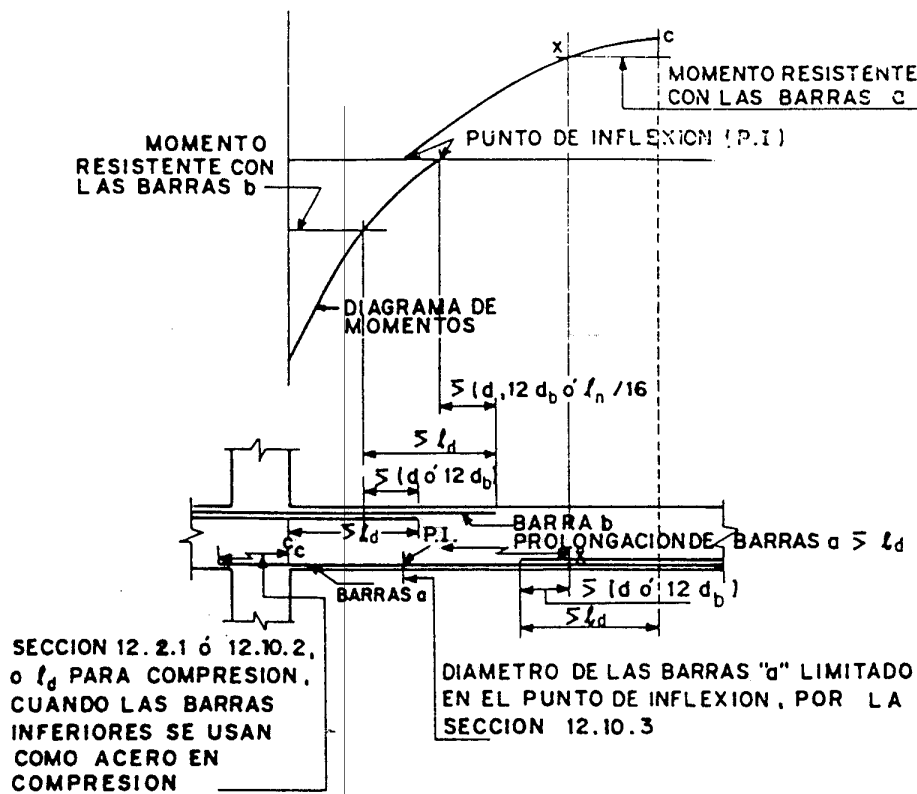


Figura C-12.9.2 DESARROLLO DE LAS ARMADURAS DE FLEXION EN UNA VIGA CONTINUA TIPICA

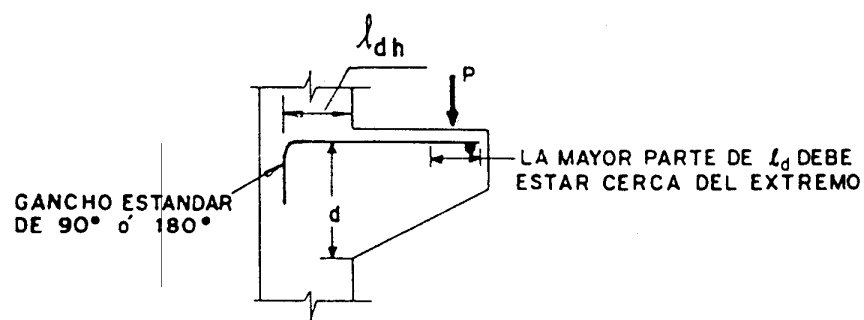
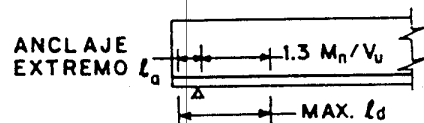
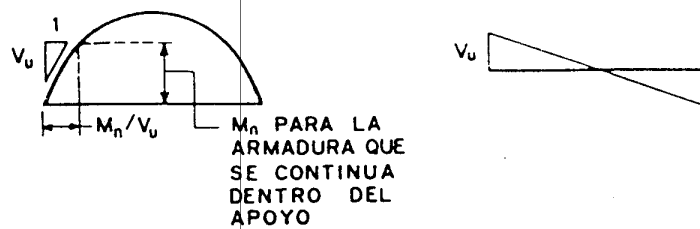
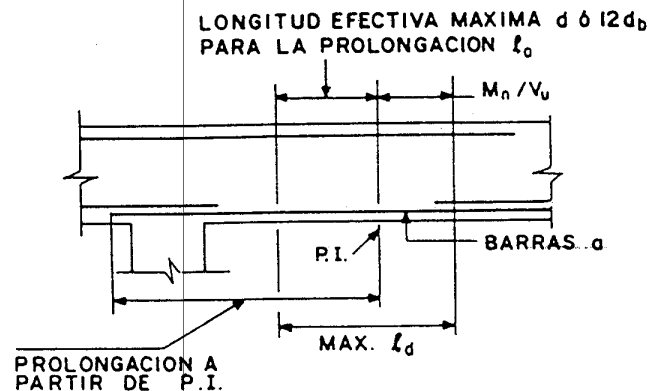


Figura C-12.9.6 EJEMPLO DE UN MIEMBRO ESPECIAL QUE DEPENDE MAYORMENTE DEL ANCLAJE EXTREMO DE LA BARRA



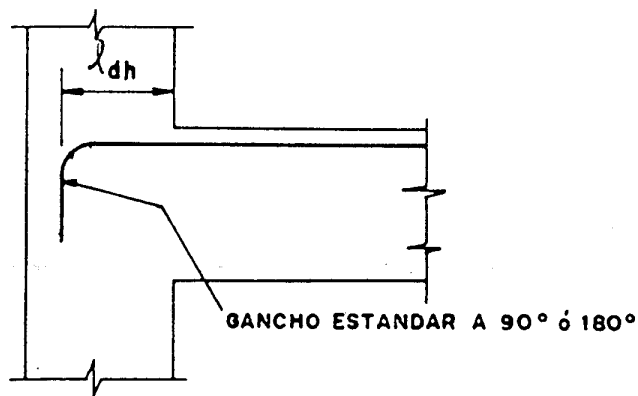
NOTA: EL FACTOR 1.3 ES APLICABLE SOLO SI LA REACCION COMPRIME EL CONCRETO QUE RODEA LOS EXTREMOS DE LA ARMADURA

- a) CRITERIO PARA DETERMINAR EL DIAMETRO MAXIMO DE LA BARRA EN UN EXTREMO SIMPLEMENTE APOYADO

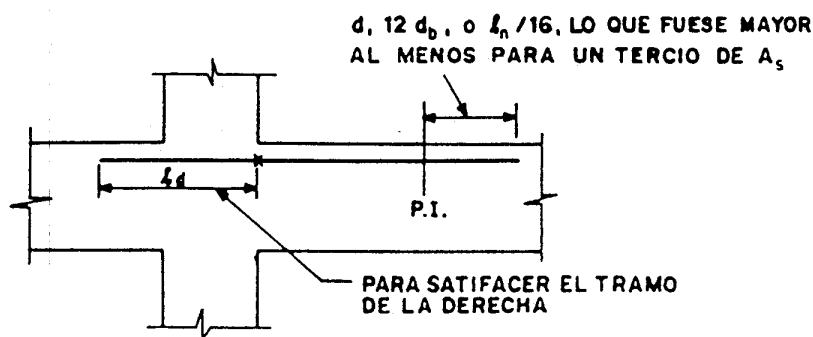


- b) CONCEPTO PARA DETERMINAR EL DIAMETRO MAXIMO DE LAS BARRAS "a" EN EL PUNTO DE INFLEXION

Figura C-12.10.3 DIAMETRO MAXIMO DE BARRAS.



a) ANCLAJE EN COLUMNA EXTERIOR



NOTA: USUALMENTE TAL ANCLAJE FORMA PARTE DE LA ARMADURA DE LA VIGA ADYACENTE

b) ANCLAJE EN LA VIGA ADYACENTE

Figura C-12.11 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS PARA MOMENTOS NEGATIVOS.

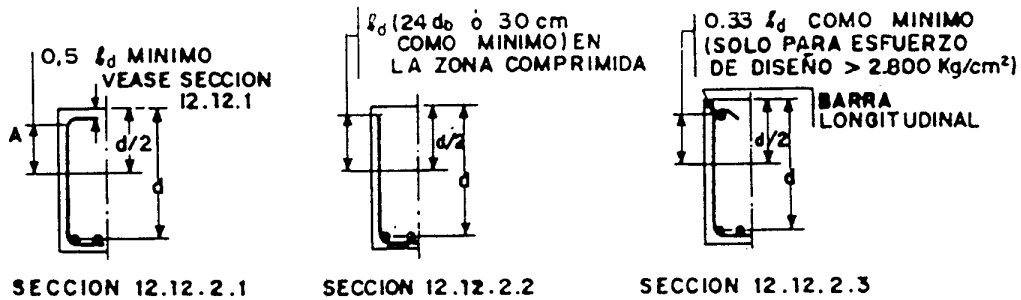


Figura C-12.12.2 ANCLAJE DE ESTRIBOS EN U (BARRAS Y ALAMBRES CORRUGADOS)

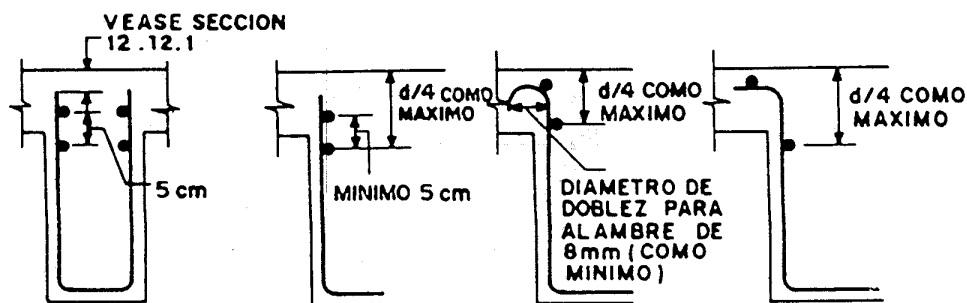


Figura C-12.12.2.4 ANCLAJE EN LA ZONA DE COMPRESION PARA ESTRIBOS EN U DE MALLA - SOLDADA DE ALAMBRE LISO

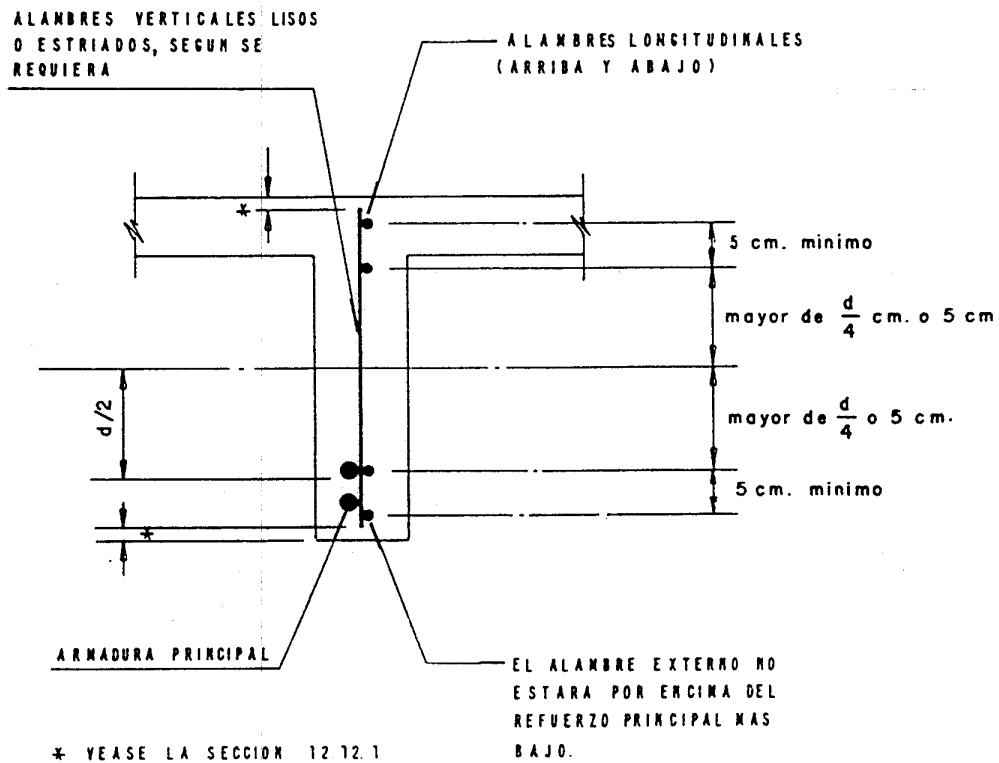


FIGURA C-12.12.2.5 ANCLAJE DE LA ARMADURA DE CORTE DE ESTRIBOS DE UNA RAMA CONSTITUIDOS POR MALLA DE ALAMBRE SOLDADO.

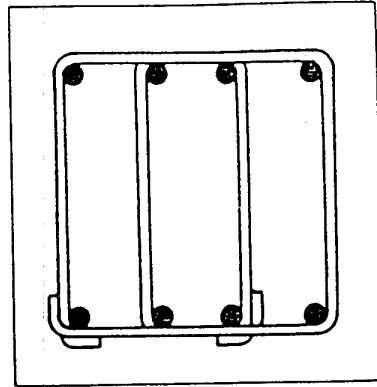


Figura C-12.15.3 EL AREA EFECTIVA QUE SE CONSIDERA ES LA DE LAS RAMAS DE LAS LIGADURAS QUE CRUZAN EL EJE DE FLEXION. EN EL CASO DE LA FIGURA SON EFECTIVAS CUATRO RAMAS

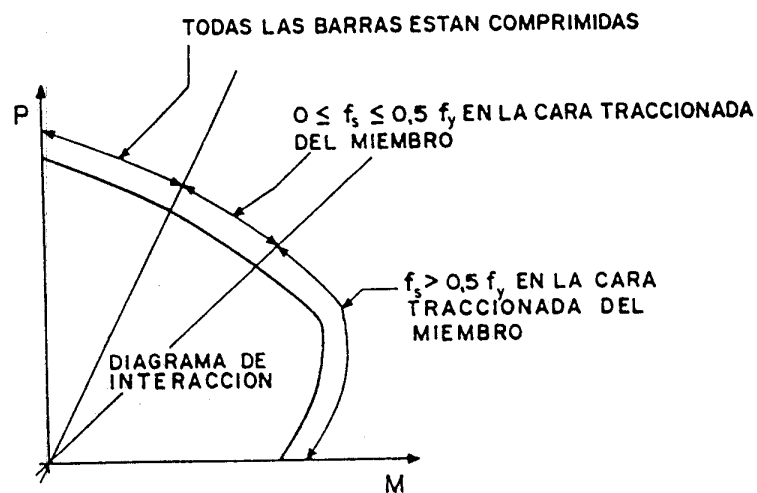
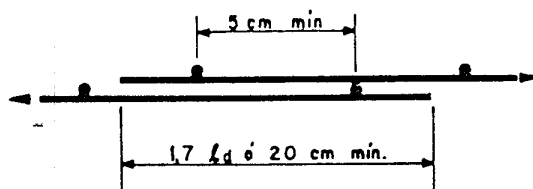


Figura C-12.16 REQUISITOS ESPECIALES DE EMPALMES DE BARRAS PARA COLUMNAS

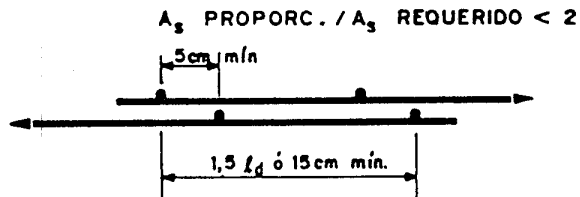


(a) SECCION 12.17.1

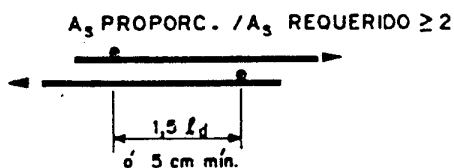


(b) SECCION 12.17.2

Figura C-12.17 SOLAPE DE MALLAS DE ALAMBRE CORRUGADO



(a) SECCION 12.18.1



(b) SECCION 12.18.2

Figura C-12.18 SOLAPES DE MALLAS DE ALAMBRE LISO

PARTE 5 ELEMENTOS O SISTEMAS ESTRUCTURALES

CAPITULO C-13 PLACAS

C-13.1 ALCANCE

Los principios fundamentales de diseño contenidos en el Capítulo 13 son aplicables a cualquier sistema estructural bidimensional plano sometido a cargas perpendiculares a su plano. Sin embargo, algunas de las prescripciones especificadas limitan la aplicación del Capítulo 13 a los sistemas descritos en el Artículo 13.1. Estos sistemas incluyen las placas macizas armadas en más de una dirección, con o sin ábacos, soportadas por columnas, vigas o muros, y las placas nervadas en más de una dirección, con o sin relleno entre los nervios.

Se excluyen las losas armadas en una dirección, macizas o nervadas, las cuales se rigen por la prescripción de los Capítulos 10 y 11, y se excluyen también las placas sobre tierra (pavimentos) que no transfieran cargas verticales de otra parte de la estructura al terreno.

Los paneles rectangulares o cuadrados soportados por vigas de gran rigidez o muros en dos bordes paralelos, se pueden diseñar como miembros armados en una sola dirección. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que hay flexión cilíndrica solamente cuando el panel está uniformemente cargado en la dirección paralela a los bordes portantes y los otros dos son bordes libres.

Bajo cualquier otra condición, existirán momentos en ambas direcciones y deberán tomarse las provisiones del caso para evitar el agrietamiento de la placa y para asegurar la transmisión adecuada de las cargas no uniformes. Véase también la Sección 8.10.5.

C-13.2 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

C-13.2.1 Disposiciones Generales

Estas Normas permiten al proyectista diseñar las placas armadas en más de una dirección empleando cualquier método de cálculo que satisfaga los principios básicos del análisis estructural, (equilibrio estático y compatibilidad geométrica), con tal que demuestre que se satisfacen todos los criterios de seguridad y de comportamiento en las condiciones de servicio establecidas en estas Normas.

El diseño de placas puede basarse en métodos clásicos de análisis elástico; en métodos numéricos utilizando elementos finitos o retículos; métodos de líneas de rotura o en alguna combinación de tales métodos.

En todos los casos el análisis incluirá el cálculo de los efectos de flexión, corte y torsión de las zonas cercanas a los apoyos.

Las placas armadas en más de una dirección son elementos estructurales altamente hiperestáticos y tienen generalmente una buena capacidad de redistribución de esfuerzos en el rango inelástico. Por esto se admiten diversos métodos de cálculo que pueden dar lugar a distribuciones de armaduras que varían apreciablemente de un método a otro. Sin embargo, el proyectista debe tomar en cuenta que el diseño de una placa no termina con el análisis. Por ello cuando utiliza dimensiones que difieran de la práctica usual, debe justificar su uso basándose en la certidumbre de las cargas previstas y la confiabilidad de las solicitaciones calculadas.

El proyectista debe tener en cuenta que el principal problema relacionado con la seguridad de las placas es la transferencia de la carga a los apoyos, mediante la flexión, corte y torsión, en las zonas cercanas a las columnas o muros que soportan el sistema.

C-13.2.1.5 Esta Subsección contiene un método para verificar la capacidad flectora total de un panel en cada dirección, mediante el cálculo del momento total mayorado M_o , que es esencialmente un momento equivalente al de una losa simplemente apoyada, que incluye una franja de columna y dos medias franjas centrales, tal como se indica en la Figura C-13.2.1.5.

Esta verificación es necesaria en algunos métodos aproximados de cálculo de placas, pero se cumple automáticamente cuando se usan rectículos o pórticos equivalentes.

C-13.2.2 Disposiciones Especiales para Placas sin Vigas

Esta Sección se refiere a la transferencia de momentos flectores de una columna a una placa sin vigas. Estos momentos flectores pueden provenir de cargas laterales, de cargas verticales excéntricas, o de luces desiguales a los lados de la columna. Parte de este momento es transferido por una excentricidad de la reacción vertical de la columna, que se traduce en esfuerzos de corte variables en la placa alrededor de la columna, los cuales son tratadas en el Artículo 11.11 de estas Normas. El resto del momento produce flexión local en la zona de la placa cerca de la columna.

La experiencia y los ensayos han indicado que las armaduras de flexión requeridas para resistir este momento debieran colocarse en una franja limitada a ambos lados de las caras de la columna, por líneas situadas a una distancia igual a 1.5 veces el espesor de la placa o ábaco.

C-13.2.2.6 El diseño y la disposición de las armaduras que transfieren el momento flector de una placa a una columna de borde son de importancia crítica en el comportamiento y seguridad de las placas, especialmente en voladizos y en placas sin vigas de borde. Es importante que en los planos se indiquen los detalles

pertinentes, tales como armaduras adicionales, concentración de armadura sobre las columnas, y detalles de anclajes.

C-13.2.3 Distribución de las Cargas Variables

El uso de un 75 % de la carga variable para analizar las distribuciones más desfavorables de carga tanto para momentos positivos como negativos, se basa en que sus máximos no ocurren simultáneamente y por lo tanto, existe la posibilidad de una redistribución de momentos antes de que ocurra una falla.

Este procedimiento permite ciertos esfuerzos mayores que los normales bajo las distribuciones más desfavorables de carga variable, pero asegura que la capacidad de la placa no es menor que la correspondiente a una carga máxima mayorada en todos los paneles.

C-13.3 ARMADURA DE LAS PLACAS

C-13.3.1 Disposiciones Generales

C-13.3.1.2 El requisito de separación centro a centro de las barras a una distancia no mayor de dos veces el espesor de la placa obedece a la intención de asegurar una resistencia en dos direcciones, de reducir el agrietamiento y de prevenir la posibilidad de transmitir cargas concentradas en áreas pequeñas. Véase también el Artículo C-10.6.

C-13.3.1.3 a C-13.3.1.5 Los momentos flectores en una placa en la vecindad de una viga de borde, pueden variar considerablemente de acuerdo con las condiciones de apoyo y la rigidez torsional de esta viga. Las prescripciones de las Subsecciones 13.3.1.3 a 13.3.1.5 toman en cuenta las incertidumbres en los momentos flectores para este tipo de apoyo.

C-13.3.2 Disposiciones Especiales para las Placas con Vigas

En las placas apoyadas sobre muros o vigas relativamente rígidas, se pueden producir grietas cerca de las esquinas, en la dirección de su bisectriz en la superficie inferior y perpendiculares a esta dirección en la superficie superior. La Sección 13.3.2 prescribe la armadura mínima para reducir este agrietamiento.

Se hace una distinción entre placas diseñadas por métodos de análisis elástico y placas diseñadas por el método de líneas de rotura, ya que para estas últimas las armaduras superiores de esquina calculadas sobre la base del momento máximo positivo mayorado resultarían excesivas.

C-13.3.3 Disposiciones Especiales para las Placas sin Vigas

C-13.3.3.3 Se pueden utilizar barras dobladas en placas sin vigas, cuando se cumplen las condiciones siguientes:

$$d - d' + d_b \leq 0.06 \ell_n \text{ en franjas centrales}$$

$$d - d' + d_b \leq 0.04 \ell_n \text{ en franjas de columna}$$

Estas condiciones permiten un ángulo del dobléz de 45° .

C-13.3.3.4 Cuando una placa forma parte de un pórtico que soporta cargas laterales, no pueden utilizarse las ubicaciones de dobleces y extensiones de barra de la Fig. 13.3.3, sino que estas deben ser determinadas por el análisis. En placas de este tipo, puede ser necesario utilizar armadura continua tanto inferior como superior.

C-13.4 ABERTURAS EN PLACAS

Véase la Sección C-11.10.5.

REFERENCIAS

- 13.1 Sozen, M. A. y Siess, C. P., "Investigation of Multiple Panel Reinforced Concrete Floor Slabs: Design Methods Their Evolution and Comparison", ACI Journal, Proceedings, V. 60, N° 8, agosto 1963, págs. 999-1028.
- 13.2 Hatcher, D. S.; Sozen, M. A. y Siess, C. P., "Test of a Reinforced Concrete Flat Plate", Proceedings, ASCE, V. 91, ST5, octubre 1965, págs. 205-231.
- 13.3 Guralnick, S. A., y LaFraugh, R. W., "Laboratory Study of a Forty-Five-Foot Square Flat Plate Structure", ACI Journal, Proceedings, V. 60, N° 9, septiembre 1963, págs. 1107-1185.
- 13.4 Hatcher, D. S.; Sozen, M. A. y Siess, C. P., "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab", Proceedings, ASCE, V. 95, ST6, junio 1969, págs. 1051 - 1072.
- 13.5 Jirsa, J. O.; Sozen, M. A. y Siess, C. P., "Test of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric", Proceedings, ASCE, V. 92, ST3, junio 1966, págs. 199-224.
- 13.6 Gamble, W. L.; Sozen, M. A. y Siess, C. P., "Test of a Two-Way Reinforced Floor Slab", Proceedings, ASCE, V. 95, ST6, junio 1969, págs. 1073-1096.
- 13.7 Vanderbilt, M. D.; Sozen, M. A. y Siess, C. P., "Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab", Proceedings, ASCE, V. 95, ST6, junio 1969, págs. 1097-1116.

- 13.8 Sozen, Mete A., "Investigation of Multiple-Panel Reinforced Concrete Floor Slabs: Desing Methods Their Evaluation and Comparison", ACI Journal, Proceedings, V. 60, N° 8, agosto 1963, págs. 999-1028.
- 13.9 Xanthakis, M. y Sozen, M. A., "An Experimental Study of Limit Design in Reinforced Concrete Flat Slabs", Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 277, University of Illinois, diciembre 1963.
- 13.10 Nichols, J. R., "Statical Limitations Upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors", Transactions, ASCE, V. 77, 1914, págs. 1670-1736.
- 13.11 Gamble, W. L.; Sozen, M. A. y Siess, C. P., "Test of a Two-Way Reinforced Concrete Floor Slab", Proceedings, ASCE, ST6, junio 1969, págs. 1073 - 1096.
- 13.12 Jirsa, J. O.; Sozen, M. A. y Siess, C. P., "Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs", Proceedings, ASCE, V. 95, ST6, junio 1966, págs. 1117-1137.
- 13.13 Corley, W. G.; Sozen, M. A. y Siess, C. P., "The Equivalent-Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs", Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 218, University of Illinois, junio 1961, 166 págs.
- 13.14 Jirsa, J. O.; Sozen, M. A. y Seiss, C. P., "The Effects of Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs", Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 269, University of Illinois, julio 1963.
- 13.15 Corley, W. G. y Jirsa, J. O., "Equivalent Frame Analysis for Slab Design", ACI Journal, Proceedings, V. 67, N° 11, noviembre 1970, págs. 875-884.
- 13.16 Simmonds, Sidney H. y Mistic, Janko, "Design Factors for the Equivalent Frame Method", ACI Journal, Proceedings, V. 68, N° 11, noviembre 1971, págs. 825-831.
- 13.17 Vanderbilt, M. Daniel y Corley, W. Gene. "Frame Analysis of Concrete Buildings", Concrete International: Design and Construction, V. 5, N° 12, diciembre 1983.
- 13.18 Gamble, W. L., "Moments in Beams Supported Slabs", ACI Journal, Proceeding V. 69, N° 3, marzo 1972, págs. 149-157

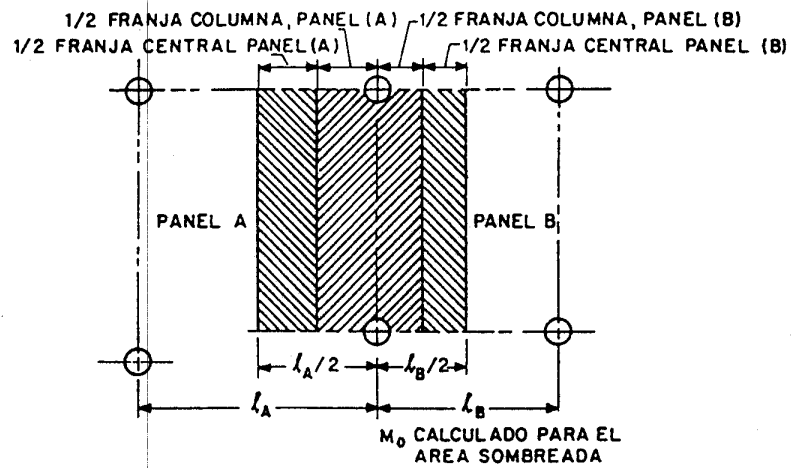


Figura C-13.2.1.5 AREA SUGERIDA QUE DEBE CONSIDERARSE EN EL CALCULO DE LOS MOMENTOS M_0 DE ACUERDO CON LA FORMULA (13.1)

CAPITULO C-14 MUROS ESTRUCTURALES

C-14.1 ALCANCE

En general este Capítulo se aplica a muros estructurales como miembros que soportan cargas verticales. Los muros de sostenimiento en voladizo se diseñarán de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 10. Los muros que deben resistir fuerzas cortantes, se diseñarán de acuerdo al Capítulo 14 y el Artículo 11.9.

C-14.2 GENERALIDADES

Los muros estructurales deben diseñarse para resistir todas las cargas a las cuales están sometidos, incluyendo cargas axiales excéntricas y fuerzas laterales. El diseño debe hacerse de acuerdo al Artículo 14.4, a menos que el muro estructural satisfaga los requisitos de la Sección 14.5.1.

C-14.3 ARMADURAS MÍNIMAS

Los requisitos sobre armaduras mínimas se aplican a muros estructurales que se diseñen según el Artículo 14.4 o 14.5. Cuando los muros estructurales necesitan resistir fuerzas cortantes horizontales en su plano, las armaduras de acuerdo a la Sección 11.9.9 pueden exceder la armadura mínima especificada en el Artículo 14.3.

C-14.5 MÉTODO EMPÍRICO

El método empírico de diseño se aplica sólo a secciones rectangulares macizas. Los muros estructurales con otras geometrías deben diseñarse de acuerdo al Artículo 14.4.

Las cargas excéntricas y las fuerzas laterales se usan para determinar la excentricidad total de la carga axial mayorada, P_u .

El método empírico de diseño puede usarse cuando todos los resultados de las combinaciones de cargas aplicables caen dentro del tercio central en todas las secciones a lo largo del muro estructural considerando éste sin deformar. En este caso el muro estructural se diseña considerando P_u como si fuese centrada. La carga axial mayorada P_u debe ser menor o igual que la resistencia de diseño a carga axial ϕP_{nw} que es calculada por la Fórmula (14-1).

La Fórmula (14-1) es aplicable cuando ambos extremos del muro estructural están arriostrados lateralmente y hay una razonable restricción contra rotaciones en el extremo inferior. (Ref. 14.1).

Los valores del factor de longitud efectiva k se dan para las condiciones de borde del muro estructural que ocurren comúnmente. La condición de borde denominada "restricción contra rotación" que se requiere para usar un factor k de 0.8, implica que el muro estructural se une a un miembro que tiene una rigidez en flexión, EI/l , por lo menos tan grande como la del muro. El factor de

la Fórmula (14-1) que considera la esbeltez, da para ϕP_{nw} valores similares a los que se obtendrá para P_u de aplicar el Artículo 14.4, para miembros cargados en el tercio central de su espesor, con diferentes condiciones de borde, sea por arriostramiento o restricción contra rotaciones. Véase la Figura C-14.1.

C-14.5.3 ESPESOR MÍNIMO DE MUROS ESTRUCTURALES DISEÑADOS POR EL METODO EMPÍRICO

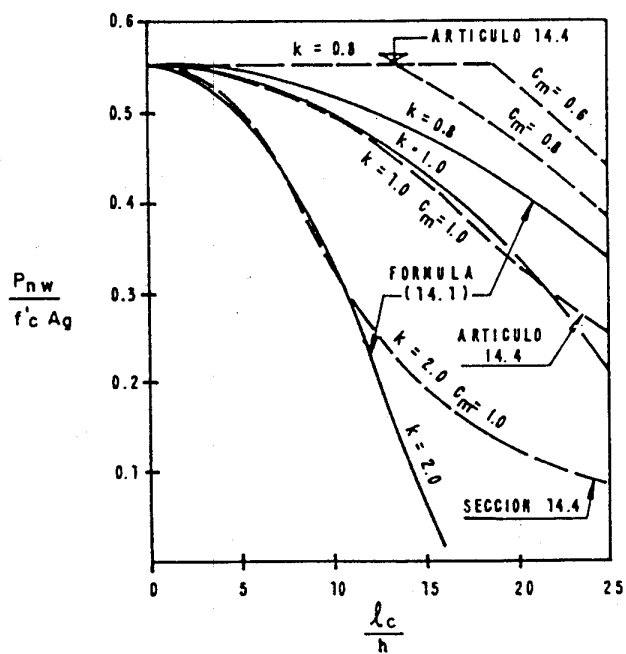
Los requisitos de espesor mínimo para muros estructurales diseñados por el método empírico no necesitan aplicarse a muros estructurales que se diseñen según el Artículo 14.4.

C-14.6 MUROS NO PORTANTES

C-14.6.1 Esta sección considera los muros que soportan únicamente su peso propio y pueden estar sometidos a flexión y corte. Por esta razón su diseño no se rige por los Artículos 14.4 y 14.5 que corresponden a muros portantes, y puede aplicarse en este caso las disposiciones del Capítulo 10 para elementos sometidos a flexión.

REFERENCIAS

- 14.1 Oberlander, Garold D. y Everard, Noel J., "Investigation of Reinforced Concrete Walls", ACI Journal, Proceedings, V. 74, N° 6, junio 1977, págs. 256-263.
- 14.2 Kripanarayanan, K. M., "Interesting Aspects of the Empirical Wall Design Equation", ACI Journal, Proceedings, V. 74, N° 5, mayo 1977, págs. 204-207.



RESISTENCIA DE ACUERDO CON
LA SECCION 11.4 BASADA EN
 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$, $e/h = 1/6$

FIGURA C-14-1 COMPARACION DEL METODO DE DISEÑO
EMPIRICO DE MUROS ESTRUCTURALES
(FORMULA 14.1) CON LA DISPOSICION -
DEL ARTICULO 14.4

CAPITULO C-15 FUNDACIONES

C-15.2 CARGAS Y REACCIONES

C-15.2.1 - 15.2.3 Estas Secciones requieren que las zapatas y cabezales de pilotes sean diseñados para soportar las cargas mayoradas y las correspondientes reacciones inducidas en el suelo. Solamente necesitan transferirse a la zapata o cabezal los momentos calculados en la base de la columna (o pedestal), ya que las excentricidades mínimas por consideraciones de esbeltez, que se dan en la Subsección 10.11.5.4, no necesitan considerarse para el diseño de las fundaciones.

Después que se haya determinado la presión admisible sobre el suelo o la carga admisible para los pilotes, en base de las cargas de servicio (CP, CV, L, W, S, etc.) combinadas en la forma más desfavorable y sin aplicar los factores de mayoración de carga, se establece el área de una zapata o el número y disposición de los pilotes.

En los casos en que se debe considerar cargas excéntricas o momentos, la presión máxima sobre el suelo o la reacción máxima sobre los pilotes debe estar dentro de los valores admisibles. Similarmente, las reacciones resultantes de las cargas de servicio combinadas con los momentos y/o cortes causados por cargas de viento o sismo no deben exceder los valores admisibles incrementados (para la presión sobre el suelo o capacidad de los pilotes) que permiten las normas respectivas.

Para diseñar una zapata o cabezal de pilotes debe determinarse la presión de contacto sobre el suelo o la reacción del pilote debida a las cargas aplicadas "mayoradas" (Véase la Sección 8.1.1). Para una zapata aislada cargada concéntricamente, la presión del suelo q_s debida a la carga mayorada es $q_s = U/A_f$; donde U es la carga concéntrica mayorada a ser resistida por la zapata, y A_f es el área de la zapata que se determinó antes usando las cargas no mayoradas y la presión admisible del suelo.

Es importante observar que q_s es sólo una presión calculada para la carga mayorada, usada para producir en la zapata o en el cabezal de pilote las mismas condiciones de resistencia requerida con respecto a la flexión, el corte y la longitud de desarrollo de las armaduras como en cualquier otro miembro.

En zonas de arcillas expansivas, además de las cargas de servicio usuales se deben tomar en cuenta los efectos que se pueden producir en la estructura del edificio y de las fundaciones por las variaciones de humedad en las capas superiores del suelo de fundación, adoptándose las precauciones para reducir estos efectos y considerando las solicitaciones que puedan originarse por las reacciones inducidas en el suelo por estas causas.

C-15.4 MOMENTOS FLECTORES EN LAS ZAPATAS Y CABEZALES

C-15.4.1 y C-15.4.2 En estas Secciones se define la posición de las secciones críticas en las zapatas y cabezales donde se deben calcular los momentos máximos y las longitudes de desarrollo de las armaduras para tres casos que se presentan frecuentemente en la práctica.

C-15.4.4 Las armaduras en la dirección corta de las zapatas rectangulares se deben distribuir de tal manera que el área de acero dada por la Fórmula (15-1) se coloque en una banda de ancho igual al lado corto de la zapata y centrada en relación al eje de la columna. Las armaduras restantes que se requieren en la dirección corta se distribuyen uniformemente y por partes iguales en las otras dos bandas exteriores.

C-15.4.5 La armadura mínima será la de retracción y temperatura especificada en el Artículo 7.12 cuando las zapatas o cabezales sean asimilables a losas o placas, y en el caso que sean asimilables a vigas la armadura mínima será según la Sección 10.5.1 o 10.5.2.

A pesar de que en estos elementos de fundación los efectos de retracción y temperatura pueden ser pequeños, se considera que la armadura mínima es necesaria para que los mismos se comporten como elementos de concreto armado.

C-15.5 FUERZAS CORTANTES EN LAS ZAPATAS Y CABEZALES

C-15.5.1 y C-15.5.2 La resistencia al corte de las zapatas y cabezales debe determinarse para la condición más exigente según se establece en la Subsección 11.10.1.1 o la 11.10.1.2. La sección crítica para corte se define desde la cara de la columna, pedestal o muro, excepto para los miembros apoyados sobre planchas de acero, para los cuales se aplica lo prescrito en la Sección 15.5.2.

La Subsección 11.10.1.1 considera la zapata o pedestal esencialmente como una viga ancha con una sección crítica (fisura potencial) ubicada en un plano que atraviesa todo el ancho del miembro. La Subsección 11.10.1.2 supone una acción en dos direcciones con una sección crítica (fisura potencial) ubicada sobre la superficie de un cono o pirámide truncada. La sección crítica para este caso se toma a una distancia $d/2$ hacia afuera, desde el contorno de la columna, pila o pilote, u otra carga concentrada.

El cálculo para corte requiere que la presión del suelo se obtenga de las cargas mayoradas y que el diseño esté de acuerdo con las fórmulas adecuadas del Capítulo 11.

Cuando sea necesario, el corte alrededor de los pilotes individuales puede investigarse de acuerdo con la Subsección 11.10.1.2. Si las secciones críticas se intersectan, el perímetro crítico b_o debe tomarse como la envolvente de menor longitud de las secciones críticas individuales, la cual

resistirá realmente el corte crítico para el grupo que se considera. Véase el ejemplo de la Figura C-15.5.2.

C-15.5.3 Cuando los pilotes están ubicados dentro de las secciones críticas, distantes d o $d/2$ a partir de la cara de la columna, es necesario analizar el corte como en las vigas-pared según el Artículo 11.7.

C-15.5.4 En la Figura C-15.5.4 se indica gráficamente el procedimiento de cálculo de la armadura inferior del cabezal.

C-15.8 TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS EN LAS BASES DE LAS COLUMNAS, MUROS ESTRUCTURALES, O PEDESTALES

Este Artículo establece en general que todas las fuerzas y los momentos que actúan en las bases de las columnas deben transmitirse a las zapatas o cabezales. Todas las fuerzas de tracción deben ser resistidas exclusivamente por armaduras.

C-15.8.1.1 Los esfuerzos de compresión pueden transmitirse a las zapatas por aplastamiento sobre el concreto. En el diseño a la rotura, cuando el área cargada es igual al área del elemento de apoyo, los esfuerzos permisibles al aplastamiento en el área realmente cargada serán iguales a $0.85 \phi f'_c$, donde $\phi = 0.7$ y f'_c corresponde al concreto más débil de los miembros en contacto.

En el caso frecuente de una columna apoyada sobre una zapata de sección mayor, el esfuerzo de aplastamiento deberá verificarse tanto en la base de la columna como en la parte superior de la zapata o cabezal. El esfuerzo permisible de aplastamiento en la columna será normalmente $0.6 f'_c$ de su concreto. Se deberá verificar la resistencia en la parte inferior de la columna en virtud de que sus armaduras longitudinales no pueden considerarse efectivas en la unión, ya que no se puede desarrollar el esfuerzo en el acero sino a cierta distancia por encima de dicha unión, a menos que se coloquen espigas o las barras se prolonguen dentro de las zapatas o cabezales. El esfuerzo permisible por aplastamiento en las zapatas o cabezales se puede incrementar de acuerdo con el Artículo 10.14 y será usualmente dos veces $0.85 \phi f'_c$ o sea aproximadamente $1.2 f'_c$ del concreto de la zapata. La fuerza de compresión que excede de la desarrollada por el esfuerzo permisible al aplastamiento en el concreto de la parte inferior de la columna o de la parte superior de la zapata o cabezal, debe ser transmitida por espigas o por prolongaciones de las armaduras de la columna. Se pueden aplicar procedimientos similares cuando una columna se apoya sobre un pedestal y cuando un pedestal apoya sobre una zapata o cabezal.

C-15.8.1.3 Cuando se transfieren momentos a los pedestales, zapatas o cabezales, el concreto de la zona comprimida alcanza, bajo condiciones de cargas mayoradas,

esfuerzos de $0.85 f'_c$ por lo que resultan aplicables las prescripciones del Artículo 12.16.

C-15.8.1.4 El método de corte por fricción del Artículo 11.6 puede usarse para verificar la transmisión de las fuerzas laterales desde las base de una columna a una zapata o cabezal. Donde pudiera necesitarse capacidad adicional para resistir fuerzas laterales deben utilizarse juntas dentadas u otros medios.

C-15.8.2 Las Normas no requieren que todas las barras de una columna se prolonguen y se anclen en la zapata o cabezal. Sin embargo, debe prolongarse dentro de la zapata o cabezal con un anclaje adecuado, una cantidad de acero por lo menos igual a $0.005 A_g$, o un área igual de espigas adecuadamente empalmadas, donde A_g es el área total de la sección de la columna. Como mínimo deben usarse 4 barras o espigas y el diámetro de estas últimas no debe exceder en más de 5 mm al de las barras de la columna.

C-15.8.2.4 Esta Subsección específicamente permite los empalmes por solape de las barras comprimidas de las columnas, N° 14 y N° 18, con las espigas que salen de las zapatas. Las espigas deben ser N° 11 o de diámetro menor. La longitud de solape de las espigas debe satisfacer el más exigente de los dos criterios siguientes:

1. Ser capaz de transmitir el esfuerzo a las barras N° 14 y N° 18.
2. Desarrollar plenamente el esfuerzo cedente en las espigas.

Lo anterior es una excepción a la Subsección 12.13.2.1, la cual prohíbe empalmes por solapes de barras N° 14 y N° 18. Esta excepción es el resultado de muchos años de experiencia satisfactoria con empalmes por solape de estas barras grandes de columnas con espigas de diámetro menor. La restricción en el diámetro de las espigas se debe a las grandes longitudes de anclaje que requieren las barras gruesas y favorece el uso de espigas de menor diámetro, con probables economías en el espesor de las zapatas. Una excepción similar, para empalmes de barras en compresión, es la prescrita en la Sección 12.15.2.

C-15.10 ZAPATAS Y CABEZALES COMBINADOS Y PLACAS DE FUNDACION

C-15.10.1 Puede usarse cualquier hipótesis razonable respecto a la distribución de las presiones en el suelo o de las reacciones de los pilotes, siempre que sea consistente con el tipo de estructura y las propiedades del suelo, y esté de acuerdo con los principios establecidos en la Mecánica de Suelos. Análogamente, tal como se prescribe en la Sección 15.2.4 para zapatas y cabezales aislados, deben usarse las fuerzas y momentos sin mayorar a nivel de la fundación para definir el área de la base o la distribución de los pilotes para zapatas y cabezales combinados, teniendo en cuenta las presiones permisibles del suelo y las cargas permisibles de los pilotes.

Para el cálculo de los elementos que constituyen las fundaciones se usarán las cargas mayoradas y los factores de minoración de resistencia ϕ pertinentes. En las Referencias 15.1 y 15.2 se dan recomendaciones detalladas para el diseño de zapatas combinadas y placas de fundación.

REFERENCIAS

- 15.1 ACI Committee 336 (antes 436) "Suggested Design Procedures for Combined Footings and Mats", (ACI 336.2R-66, ratificada en 1980), ACI Journal, Proceedings, V. 63, N° 10, octubre 1966, págs. 1041-1057. También en el ACI Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Detroit.
- 15.2 Kramrisch, Fritz y Rogers, Paul, "Simplified Design of Combined Footings", Proceedings, ASCE, V. 87, SM5, octubre 1961, pág. 19.

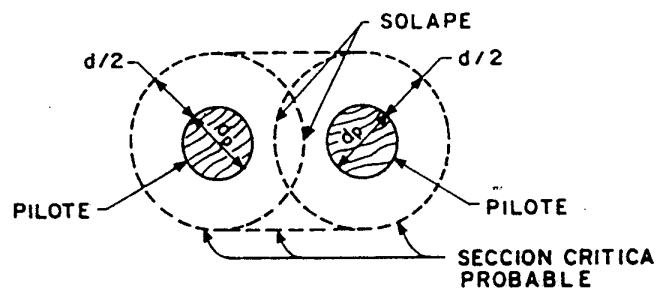


Figura C-15.5.2 SECCION CRITICA MODIFICADA PARA CORTANTE CON PERIMETROS CRITICOS QUE SE INTERSECTAN

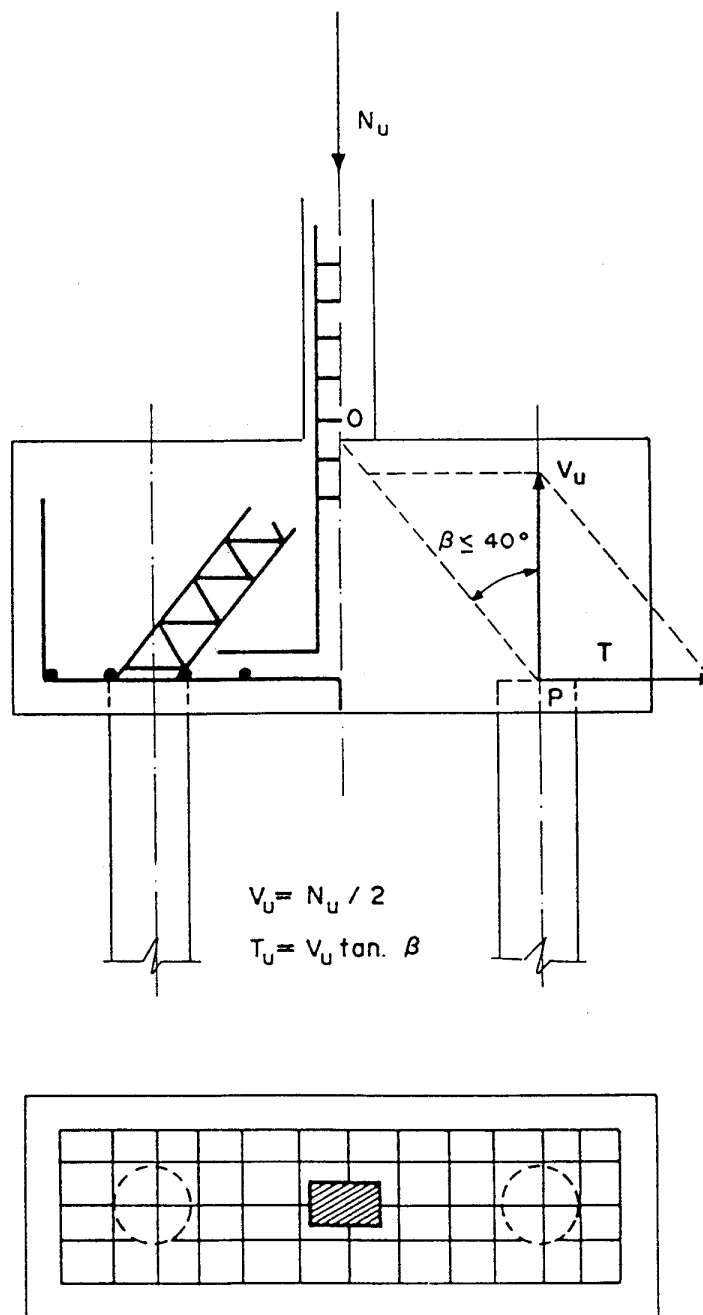


Figura C-15.5.4 PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE LA ARMADURA INFERIOR DEL CABEZAL

CAPITULO C-16 MIEMBROS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDOS A FLEXION

C-16.1 ALCANCE

C-16.1.1 Este Capítulo trata de establecer disposiciones comunes para todos los tipos de miembros compuestos de concreto sometidos a flexión, incluyendo miembros que consisten de partes prefabricadas y otras vaciadas en sitio, miembros vaciado en sitio construido en dos o más etapas, y cualquier otro miembro estructural cuyo comportamiento dependa de la acción compuesta. En algunos casos cuando el concreto se vacía totalmente en sitio, puede ser necesario diseñar la superficie de contacto entre los vaciados sucesivos como se requiere para los miembros compuestos. Los miembros estructurales mixtos de acero y concreto sometidos a flexión no están contemplados en este Capítulo, y se tratan en el Capítulo 13 de las Normas de "Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción", COVENIN-MINDUR 1618.

C-16.2 GENERALIDADES

C-16.2.4 Los ensayos han indicado que la resistencia de un miembro compuesto no se altera apuntalando o no el primer elemento durante el vaciado y curado del segundo elemento.

C-16.2.6 El grado de fisuración permitido en los miembros depende de factores tales como el ambiente, la estética y el uso a que están destinados, y además no debe perjudicar la acción compuesta.

C-16.2.7 La carga prematura de elementos prefabricados puede causar flechas excesivas como resultado de la fluencia y la retracción. Esto ocurre especialmente a edades tempranas cuando el contenido de humedad es alto y la resistencia es baja.

La transmisión del corte por adherencia directa es esencial si se han de prevenir flechas excesivas provenientes del deslizamiento entre los componentes. Los resaltos en la superficie de contacto son un factor mecánico adicional de seguridad pero solo actúan después que se produce cierto deslizamiento.

C-16.3 APUNTALAMIENTOS

Se deben considerar las disposiciones de la Sección 9.5.4 en relación a las flechas de los miembros apuntalados y los que no lo están. Antes de desapuntalar debe verificarse que la resistencia y las características requeridas en las condiciones de servicio no serán perjudicadas.

C-16.5 RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL

C-16.5.1 La transferencia total del corte horizontal entre los componentes de los miembros compuestos debe garantizarse mediante la resistencia al corte

horizontal de las superficies en contacto, o por estribos anclados adecuadamente o por una combinación de ambos.

C-16.5.2 La fuerza cortante mayorada V_u representa a la fuerza cortante horizontal en las superficies de contacto de los elementos interconectados. Las resistencias nominales al corte horizontal V_{nh} se aplican cuando el diseño se base en los factores de mayoración y minoración del Capítulo 9. El resalto de 6 mm que se requiere en la Subsección 16.5.2.3 para la rugosidad intencional se basa en ensayos discutidos en la Referencia 16.1.

C-16.5.4 Se requiere un anclaje apropiado para las armaduras que atraviesan las superficies de unión para garantizar que se mantiene el contacto entre los elementos componentes.

C-16.6 ARMADURAS PARA RESISTIR CORTE HORIZONTAL

Las áreas mínimas y las separaciones máximas de las armaduras de corte se basan en los resultados de ensayos de las Referencias 16.1 a 16.5.

REFERENCIAS

- 16.1 Saemann, J. C. y Washa, George W., "Horizontal Shear Connections Between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs", ACI Journal, Proceedings, V. 61, N° 11, noviembre 1964, págs. 1383-1409. Véase también la discusión en el Journal del ACI, junio 1965.
- 16.2 Hanson, N. W., "Precast-Prestressed Concrete Bridges: (2), Horizontal Shear Connections", Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, N° 2, mayo 1960, págs. 38-58. También, Development Department Bulletin D35, Portland Cement Association, 21 págs.
- 16.3 Mattock, A. H. y Kaar, P. H., "Precast-Prestressed Concrete Bridges: (4), Shear Tests of Continuous Girders", Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 3, N° 1, enero 1961, págs. 47-56. También, Development Department Bulletin D45, Portland Cement Association, 1961, 29 págs.
- 16.4 Grossfield, B. y Birnstiel, C., "Tests of T-Beams with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges", ACI Journal, Proceedings, V. 59, N° 6, junio 1962, págs. 843-851.
- 16.5 Mast, Robert F., "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections", Proceedings, ASCE, V. 94, N° ST6, junio 1968, págs. 1485-1504.

CAPITULO C-17 EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

C-17.1 EVALUACION DE LA RESISTENCIA - GENERALIDADES

Este Capítulo se aplica a estructuras de edificaciones existentes donde hay dudas sobre su capacidad resistente. Comúnmente estas dudas se pueden originar si los materiales suministrados se consideran de calidad deficiente, si se desconfía de la ejecución, o si la estructura no satisface las Normas en algún aspecto. En tales casos, el Ingeniero Responsable puede usar este Capítulo como una guía para investigar la seguridad de la estructura.

Reconociendo que en algunos casos las pruebas de carga no son factibles, o no constituyen el método más adecuado, se permite como una alternativa, la evaluación por métodos analíticos.

C-17.2 ESTUDIOS ANALITICOS

Los estudios analíticos deben basarse en los datos recogidos en sitio con cernientes a las dimensiones reales de la estructura, la resistencia de los materiales y cualquier otro detalle pertinente.

El examen en el sitio debe ser completo y minucioso. Por ejemplo, si se requieren núcleos de concreto, se deben tomar suficientes muestras para obtener una resistencia promedio confiable y para detectar posibles deficiencias en las zonas críticas. Comúnmente, la resistencia de núcleos es alrededor de un 85 por ciento de la resistencia de los cilindros curados en el laboratorio, (Véase la Sección 4.7.3).

En algunos casos el Ingeniero Responsable puede considerar los procedimientos analíticos como preferibles a las pruebas de carga, y en otros casos los métodos analíticos son los únicos métodos aplicables. Ciertos miembros, tales como columnas y muros, pueden ser difíciles de cargar, y la interpretación de las pruebas de carga puede ser compleja, a menos que ocurra un severo daño o colapso.

Las Normas establecen que el análisis debe demostrar a satisfacción del Ingeniero Responsable que el propósito de las Normas de garantizar la seguridad pública ha sido cumplido. Los factores de mayoración de cargas y de minoración de resistencia ϕ toman en cuenta el efecto de los posibles excesos en las cargas previstas de diseño, las incertidumbres del análisis estructural, la dispersión en las propiedades de los materiales, las inexactitudes en la ejecución y factores similares, los cuales aunque individualmente pueden estar dentro de las tolerancias, sumados podrían afectar adversamente la resistencia de la estructura o del miembro. En general, debe demostrarse que el edificio tiene una resistencia cercana o superior a la prevista en el diseño original o que ésta cumple con las Normas. Todo esto es una cuestión de criterio que requiere la consideración de numerosos factores tales como las consecuencias posibles de un colapso.

C-17.3 PRUEBAS DE CARGA

La selección de la parte de la estructura a ensayarse, el procedimiento, y la interpretación de los resultados, deben hacerse bajo la dirección de un Ingeniero calificado, con experiencia en investigaciones estructurales y ensayos de campo, usando preferentemente los servicios de Institutos especializados que existen en el país.

C-17.4 PRUEBAS DE CARGA DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN

En el Artículo 17.4 se dan criterios y procedimientos detallados para pruebas de carga de miembros sometidos a flexión. La carga de ensayo total especificada es 85 por ciento del total de las cargas mayoradas.

C-17.4.7 Un criterio general de aceptación para el comportamiento de una estructura bajo la carga de ensayo es que no muestre "una evidencia visible de falla". Se pueden considerar como "evidencias visibles de falla" unas fisuras, grietas, o flechas de tales magnitudes y extensión que sean obviamente excesivas e incompatibles con los requisitos de seguridad de la estructura. No se pueden establecer reglas simples que sean aplicables a todo tipo de estructuras y condiciones. Si ocurren suficientes daños para considerar que la estructura no pasó la prueba de carga, no se permite un nuevo ensayo porque se considera que los miembros dañados no deben utilizarse ni siquiera para un nivel de carga más bajo.

Si la estructura no muestra evidencias visibles de falla, "la recuperación de la flecha", después de la descarga del lastre de ensayo, se usa como parámetro para determinar si la resistencia de la estructura es satisfactoria o no. Sin embargo, en el caso de estructuras muy rígidas los errores de las mediciones en condiciones de campo pueden ser del mismo orden que las flechas reales. En tales casos, para evitar la penalización de una estructura satisfactoria se eliminan los requisitos de recuperación de flecha, cuando la flecha máxima es menor de $\delta_t^2/(20000 h)$.

C-17.5 MIEMBROS QUE NO SEAN VIGAS, LOSAS NI PLACAS

Debido a que según estas Normas los criterios para juzgar los resultados de una prueba de carga no están bien establecidos, excepto en el caso de miembros sometidos a flexión, se prefiere un método analítico para la evaluación de la resistencia de miembros sometidos a otras sollicitaciones. Sin embargo, no se excluyen las pruebas de carga de cualquier tipo de estructuras, como un procedimiento alternativo cuando sea factible.

C-17.6 DISPOSICIONES PARA REDUCIR EL NIVEL DE CARGA

Con excepción de los miembros que han fallado en forma visible en los ensayos, (Véase la Sección 17.4.7) el Ingeniero Responsable puede autorizar el uso de una estructura o miembro para un nivel menor de carga que según los

resultados de la prueba se juzgue como seguro y apropiado.

REFERENCIAS

- 17.1 Comité 437 del ACI, "Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings", ACI Journal, V. 64, N° 11, noviembre 1967, págs. 705-710.
- 17.2 Vignieri, Luis A., "Motivos que Conducen a una Prueba de Carga", Boletín Técnico IMME, N° 2, abril, mayo, junio 1963, págs. 31-35.
- 17.3 Rice, F. Paul y Hoffman Edward, S., "Structural Design Guide to the ACI Building Code", Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1972.
- 17.4 Johnson, Sidney M., "Deterioro, Conservación y Reparación de Estructuras", Editorial Blume, Madrid, 1973.

CAPITULO C-18 PRESCRIPCIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES ANTISISMICAS

C-18.1 GENERALIDADES

C-18.1.1 Validez y Alcance

C-18.1.1.1 Campo de Aplicación

Este Capítulo contiene un conjunto de prescripciones que conducen al proyecto de una estructura monoiítica de concreto armado, capaz de soportar oscilaciones repetidas en el rango inelástico de su respuesta, sin presentar una degradación apreciable de su resistencia. La exigencia de mantener la integridad de la estructura en el rango inelástico de su respuesta, está asociada a las fuerzas de diseño especificadas en las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, vigentes. Las fuerzas de diseño especificadas en dichas Normas, son sustancialmente menores que las correspondientes a una respuesta elástica lineal. Esto es debido a que durante la respuesta de una estructura de concreto armado, adecuadamente reforzada y sometida a la acción de movimientos severos del terreno, su rigidez decrece a la vez que se incrementa la disipación inelástica de energía. Como consecuencia, se reducen así las fuerzas inerciales en relación a las calculadas con un modelo elástico lineal de la estructura no fisurada y moderadamente amortiguada (Ref. 18.6). Por tanto, la adopción de fuerzas de diseño menores que las correspondientes a la respuesta elástica, implica que la estructura resultante debe estar en capacidad de hacer incursiones importantes en el rango inelástico sin pérdida apreciable de su capacidad portante.

La extensión de estas incursiones no está explícitamente establecida, aunque es sabido que depende del tipo y resistencia de la estructura así como de las características del movimiento del terreno. De una manera general se admite que bajo las acciones de diseño previstas, las rotaciones en las uniones de miembros aporticados pueden exceder unas seis veces las rotaciones cedentes. En el caso de los muros estructurales, las acciones de diseño implican respuestas inelásticas relativamente menores. En ambos casos, es esencial que el sistema resistente a las acciones sísmicas esté en capacidad de conservar una parte sustancial de su resistencia, al quedar sometida a la repetición en el rango inelástico de desplazamientos alternantes.

C-18.1.1.2 Relación con otros Capítulos de estas Normas

Las prescripciones dadas en los Capítulos 1 al 17 de estas Normas están concebidas, esencialmente, para el diseño bajo cargas estáticas. Las contenidas en este Capítulo persiguen que la estructura finalmente diseñada esté en capacidad de hacer incursiones alternantes en el rango inelástico, por lo que deben interpretarse como complemento o modificación a las contenidas en los Capítulos anteriores.

C-18.1.1.3 Nivel de Diseño 3

El Nivel de Diseño 3 asegura el desarrollo de seleccionados mecanismos estables con una gran disipación de energía y requiere el cumplimiento de todas las prescripciones contenidas en los Artículos 18.1 a 18.6 de este Capítulo.

La mayor parte de las experiencias, en las cuales se han fundamentado las prescripciones contenidas en los Artículos 18.1 a 18.6 y que conducen al diseño de sistemas que responden en el rango inelástico sin pérdida de resistencia, han sido obtenidas a partir de movimientos muy severos.

C-18.1.1.4 Nivel de Diseño 2

El Nivel de Diseño 2 permite a la estructura, bajo cargas reversibles repetidas, incursiones en el rango de respuesta inelástica sin que se presenten fallas de tipo frágil.

En las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, se autoriza el Nivel de Diseño 2 en las zonas de mayor amenaza sísmica sólo para el caso de edificaciones cuyo análisis puede ser hecho por el método simplificado allí indicado. La experiencia ha demostrado que cuidando los detalles de uniones y anclajes, así como las otras prescripciones propias del Nivel de Diseño 2, las edificaciones que estén en capacidad de resistir las fuerzas de diseño prescritas en la Norma COVENIN-MINDUR 1756, pueden soportar adecuadamente las acciones sísmicas allí previstas. La selección entre el Nivel de Diseño 2 y el Nivel de Diseño 3 está dictado por las condiciones técnicas y económicas de la obra, en aquellas zonas donde la Norma para "Edificaciones Antisísmicas" lo permite.

C-18.1.1.5 Nivel de Diseño 1

Los Capítulos 1 al 17 de estas Normas no contemplan incursiones significativas de cedencia para cargas reversibles, por eso el Nivel de Diseño 1 necesariamente está asociado con grandes fuerzas de diseño. Sin embargo, hay un pequeño margen para la respuesta inelástica en la eventualidad de un sismo en las zonas consideradas de menor riesgo.

C-18.1.2 Análisis y Diseño

C-18.1.2.1 Generalidades

Las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, y este Capítulo en particular, aceptan en forma explícita que la estructura en general, y sus elementos resistentes en particular, pueden tener incursiones importantes en el dominio inelástico bajo la acción de los movimientos sísmicos de la severidad prescrita. Por este motivo, tanto en el diseño de miembros como en la evaluación de la seguridad global de la estructura, se deben seguir criterios

congruentes con el nivel de respuesta supuesto. De aquí la necesidad de investigar el comportamiento del sistema resistente a fuerzas laterales y su interacción con otros elementos, estructurales o no, para desplazamientos mayores que los que resultan del análisis elástico. La interacción de los elementos no estructurales en la respuesta de la estructura, debe ser evaluada aún cuando sea por procedimientos aproximados. Particular atención debe prestarse a los cambios de rigidez entre niveles adyacentes. Véase el Artículo C-18.6f de las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756.

C-18.1.2.2 Elementos Estructurales que Forman Parte del Sistema Resistente a Sismos

Los factores de mayoración de acciones que afectan las combinaciones prescritas en esta Sección, presuponen métodos de diseño basados en los estados límites último (nivel de cedencia). Dado que las acciones sísmicas prescritas en las Normas para "Edificaciones Antisísmicas" COVENIN-MINDUR 1756, están asociadas a estos estados, no es necesario mayorar los efectos por sismo.

Los factores de minoración dados en el Capítulo 9 tienen por finalidad compensar las incertidumbres en la estimación de resistencias. Esos factores están esencialmente fundamentados en la experiencia y en los ensayos realizados bajo cargas monotónicamente crecientes. En esta Sección se modifican algunos de estos factores para tomar en consideración el efecto de las acciones de signo alternante y de naturaleza repetida.

a. Flexión y Carga Axial

El factor de minoración igual a 0.5 se asigna a las columnas con ligadura debido a su comprobado comportamiento deficiente ante acciones de tipo sísmico. La intención de esta prescripción es disuadir el uso de este tipo de columnas indebidamente confinadas a menos que las dimensiones sean tan grandes que la utilización del factor $\phi = 0.5$ no penalice el diseño.

b. Fuerza Cortante

Esta Sección se refiere a elementos estructurales de conducta frágil que deban transmitir solicitaciones inducidas por sismos y en los cuales no se puede garantizar su falla por flexión, tales como vigas poco esbeltas, muros estructurales de poca altura o partes de estos entre aberturas. Por sus proporciones, puede resultar poco práctico reforzarlos para que la resistencia nominal a corte exceda el corte asociado a la resistencia nominal de flexión. En estos casos la capacidad resistente a corte del sistema debe calcularse con un factor de minoración inferior a 0.85 (Sección 9.3.2) e igual a 0.6.

C-18.1.2.3 Elementos Estructurales por Debajo del Nivel de Base

De acuerdo a las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, se entiende por nivel de base aquel donde se admite que la acción sísmica es transmitida a la estructura. Este puede ser diferente al nivel correspondiente a la fundación y por tanto, los elementos que transmitan las acciones sísmicas hasta este último deben cumplir con todas las prescripciones de este Capítulo.

C-18.1.3 Materiales

C-18.1.3.1 Concretos

Se establece un límite superior a la resistencia de cálculo para los concretos elaborados con agregados livianos, debido a la relativa escasez de datos experimentales e información de campo sobre el comportamiento de elementos estructurales sometidos a desplazamientos alternantes repetidos, en el rango no elástico.

C-18.1.3.2 Aceros

El empleo de aceros de refuerzo con esfuerzo cedente sensiblemente mayor que el especificado en el diseño, puede conducir a fallas por corte o por adherencia que deben ser evitadas. Teniendo presente las hipótesis implícitas en el diseño, la precaución anterior sigue siendo válida aún cuando estos tipos de falla ocurran a niveles de carga que excedan las de diseño. De igual modo, para impedir que en determinadas secciones las deformaciones inelásticas produzcan deformaciones unitarias críticas en el acero, es necesario utilizar aceros que posean suficiente endurecimiento; esto exige un esfuerzo netamente superior al esfuerzo cedente a fin de garantizar una extensión adecuada a la rótula plástica. Las razones anteriores hacen necesario complementar los requerimientos vigentes en las Normas COVENIN 316-83 "Barras de Acero para Uso en Concreto Armado", por lo menos con las dos prescripciones a. y b. de esta Sección. (Véase la Figura C-18.1.3.2). Estas coinciden esencialmente con los criterios vigentes aceptados en normas antisísmicas de otros países (Ref. 18.21).

C-18.2 MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN

C-18.2.1 Alcance

En general el Artículo 18.2 es aplicable a las vigas, usualmente horizontales, de los pórticos dúctiles destinados a resistir las acciones sísmicas.

Cualquier miembro horizontal sometido a una carga axial mayorada de compresión que exceda al valor límite especificado de $0.1 A_g f'_c$, debe ser considerado como una columna o muro estructural dependiendo esta última clasificación de las características geométricas tanto del miembro en consideración como de los miembros unidos a él.

Las limitaciones geométricas impuestas (Véase la Figura C-18.2.1) tienen por finalidad precisar la definición de los pórticos dúctiles del sistema de resistencia sísmica Tipo I y II, y prevenir contra las posibles desviaciones de la caracterización de la acción sísmica utilizada para propósitos de diseño (Refs. 18.1, 18.2 y 18.22). Si no se cumple con estas limitaciones, el Proyectista está en la obligación de definir el sistema estructural, resistente a sismos de acuerdo con las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756.

La limitación referente a la relación entre la altura libre y la altura útil proviene de la evidencia experimental de que miembros continuos, poco esbeltos, con relaciones l_n/d menores de cuatro, tienen un comportamiento marcadamente diferente al de vigas esbeltas cuando son sometidos a desplazamientos alternantes en el rango no lineal (Ref. 18.9). Por lo tanto, las prescripciones de cálculo derivadas de la experimentación en miembros esbeltos no son directamente aplicables cuando no se cumple la relación de esbeltez prescrita, especialmente en cuanto a la resistencia al corte.

Las limitaciones geométricas del ancho máximo se establecen para asegurar una efectiva transferencia de los momentos. En las losas armadas sin vigas, utilizadas en pórticos dúctiles en zonas de moderada sismicidad, esta disposición limita el ancho de la franja disponible para la transferencia de momentos; véase la Sección 18.8.4.

C-18.2.2 Armadura Longitudinal

C-18.2.2.1 Cuantías Máximas y Mínimas

La Sección 10.3.3 de estas Normas limita la cuantía del acero en tracción en función de la cuantía balanceada ρ_b . Este procedimiento es idóneo en el caso de secciones sometidas a flexión y a cargas monotónicas hasta alcanzar la capacidad del acero en tracción. De esta forma, limitando la cantidad de acero en tracción, se garantiza que la falla ocurra después de que este acero haya alcanzado deformaciones mayores que la de su límite elástico.

Este modelo matemático deja de ser válido cuando se trata de cargas reversibles que producen deformaciones superiores a las del rango elástico, por dejar de cumplirse las hipótesis en las cuales se fundamenta el concepto de "deformación balanceada", es decir:

- a. La distribución lineal de deformaciones;
- b. La deformación última del concreto igual a 0.003;
- c. El diagrama bilineal esfuerzo-deformación del acero;
- d. Los esfuerzos de compresión en el concreto del recubrimiento.

En consecuencia, en el caso de estructuras sometidas a acciones sísmicas, no tiene sentido el vincular la cuantía máxima permitida al concepto de

cuantía balanceada.

El límite máximo, 0.025, obedece más a problemas de congestión de armaduras que a cualquier otra razón, si bien es una forma indirecta de limitar la fuerza cortante en vigas de proporciones normales.

C-18.2.2.2 Disposición de la Armadura Longitudinal

El disponer de una armadura de compresión, aún cuando el cálculo no lo exija, tiene por objeto aumentar la ductilidad de rotación de todas las secciones a lo largo del miembro. Este incremento es por demás deseable en las secciones próximas a los apoyos por ser la más susceptible de desarrollar deformaciones más allá del rango elástico, en el caso de un sismo severo.

La envolvente del diagrama de momentos que se obtiene cuando las secciones críticas desarrollan su capacidad resistente y cuando las cargas verticales mayoradas alcanzan sus valores máximos y mínimos, puede diferir sustancialmente de la envolvente que resulta de la simple aplicación de los factores de mayoración. El término capacidad resistente debe entenderse en el sentido de que el área de acero que participa en el fenómeno resistente es la realmente colocada y no el valor que resulta del cálculo.

El obligar arbitrariamente a que a lo largo del miembro exista una capacidad resistente, positiva y negativa, de por lo menos un 25 % de los valores máximos, (véase la Figura C-18.2.2.2) tiene por objeto cubrir las incertidumbres acerca del verdadero trazado de la envolvente de momentos debido a que no se puede predecir la secuencia de formación de articulaciones plásticas en la estructura completa.

C-18.2.2.3 Empalmes por Solape

Se prohíbe el empalme por solape en aquellas regiones en donde se considere probable que la armadura pueda alcanzar su límite elástico, debido a la poca confiabilidad que merecen este tipo de uniones cuando son sometidas a cargas reversibles en el rango no elástico. La necesidad de disponer armaduras transversales a lo largo de cualquier empalme por solape se justifica por la eventual pérdida del recubrimiento en estas zonas.

C-18.2.2.4 Empalmes por Soldadura o Mediante Conexiones Mecánicas

Los requerimientos del Capítulo 12 exigen que este tipo de unión sea capaz de desarrollar, por lo menos, un 125 % del valor especificado para f_y , lo cual es consistente con las exigencias del presente Capítulo.

Reconociendo que la soldadura puede fragilizar localmente a las barras de acero, por lo general no se recomienda el empleo de soldadura en las armaduras. Los empalmes por soldadura autorizados en las Subsecciones 18.2.2.4 y 18.3.3.3, se realizarán de conformidad con lo prescrito en la Sección 12.13.3, empleando un proceso controlado con una adecuada inspección. Cuando

por razones constructivas en obra se haga imprescindible el empleo de la soldadura, esta se restringirá a las barras especialmente añadidas para facilitar la construcción.

C-18.2.3 Armadura Transversal

C-18.2.3.1 Generalidades

Las funciones de la armadura transversal en elementos sometidos a flexión y que forman parte del sistema resistente a sismos, son más amplias e importantes que cuando están solicitadas por la acción de cargas gravitacionales. Esta armadura debe ser capaz de resistir la máxima fuerza cortante que puede ser generada en la pieza cuando es sometida a desplazamiento no elásticos y además debe confinar al concreto en aquellas zonas en donde se anticipan acciones inelásticas importantes, con el objeto de dotar a la zona de una mayor capacidad de deformación.

C-18.2.3.2 Fuerzas Cortantes de Diseño

La necesidad de disipar energía obliga a evitar una falla prematura por fuerza cortante. En consecuencia, la fuerza cortante de diseño debe ser una buena aproximación de la máxima fuerza cortante que pueda ser inducida en el elemento en las condiciones más adversas. De allí que el valor de diseño está relacionado con la capacidad a flexión del miembro y no con las fuerzas cortantes que resultan del análisis elástico. Los valores de 1.0 para el coeficiente de minoración de resistencia ϕ y de $1.25 f_y$ para el esfuerzo en la armadura en tracción A_s dan como resultado una capacidad resistente que tiene una pequeña probabilidad de ser excedida.

Aún cuando en algunos casos las articulaciones plásticas pueden no ocurrir en ambos extremos del miembro, el modelo que se propone suministra valores suficientemente seguros y es de gran simplicidad (véase la Figura C-18.2.3.2). No obstante, en el caso de vigas de sección variable puede ser necesario un análisis más detallado.

C-18.2.3.3 Cálculo de la Armadura Transversal

C-18.2.3.3.1 Contribución del Concreto

Estudios experimentales han demostrado que elementos de concreto armado sometidos a cargas alternadas en el rango no lineal, requieren de una armadura transversal mayor que la que se precisa para cargas monotónicas, cuando en ambos casos se desea que el elemento falle por flexión y no por corte. Este incremento en la armadura transversal es más pronunciado en el caso de que no exista fuerza axial. Esta es la razón por la cual se ha suprimido la contribución del concreto para resistir la fuerza cortante en aquellas piezas en donde la carga axial es pequeña y en donde, además, la fuerza cortante inducida por el sismo,

aproximada por la expresión $(M_A^C + M_B^C / l_n)$, es igual o mayor que la fuerza cortante isostática que origina la carga vertical mayorada.

Este procedimiento, escogido por su relativa simplicidad, no debe ser interpretado, sin embargo, como si el concreto de la sección no fuese importante para resistir la fuerza cortante. Por el contrario, el fenómeno resistente podría ser descrito como si fuese el concreto del núcleo el que resiste la fuerza cortante siendo la función de la armadura transversal la de confinarlo y así hacerlo capaz de resistir el corte. El concreto confinado del núcleo juega un papel muy importante en el comportamiento del elemento y no debe reducirse a un mínimo por el hecho de que la expresión que resulta para el diseño de la armadura transversal no lo reconozca explícitamente.

C-18.2.3.3.2 Separación de Estribos

El arriostramiento de las barras longitudinales comprimidas es imprescindible ya que las acciones reversibles y la magnitud de las deformaciones, acompañadas en una eventual pérdida del recubrimiento, agudizan el problema del pandeo de esta armadura.

C-18.2.3.4 Zonas Confinadas

Las zonas que se especifican en el Articulado son aquellas en donde se prevé que la acción de un sismo severo produce deformaciones superiores a las del rango elástico en la armadura longitudinal, siendo posible que en ellas se desprenda parcial o totalmente el recubrimiento. Esto, aunado a la conveniencia de incrementar la capacidad de deformación del concreto mediante el confinamiento, es lo que hace indispensable el disponer de estribos cerrados de manera que su anclaje se logre en el propio núcleo confinado.

C-18.2.3.5 Estribos Cerrados Formados por Dos Piezas

Esta disposición constructiva sólo es válida para miembros sometidos a flexión y obedece a que en algunos casos ayuda a simplificar notablemente el proceso de ejecución. Véase la Figura C-18.2.3.5.

C-18.3 MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION Y CARGA AXIAL

C-18.3.1 Alcance

Esta Sección es aplicable a elementos que soportan fuerzas axiales y a las columnas de estructuras aporticadas diseñadas para resistir acciones sísmicas. Las limitaciones de geometría impuestas en esta Sección son consecuentes con la Referencia 18.1.

C-18.3.2 Mínima Resistencia a Flexión de las Columnas

C-18.3.2.1 Condición General

Las prescripciones contenidas en esta Sección tiene por objeto que se alcance la cedencia a flexión en los miembros horizontales (vigas) antes que en los verticales (columnas) de las estructuras.

La fuerza axial de diseño más desfavorable se refiere a la fuerza axial consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas y que resulten en la menor resistencia a flexión.

La suma de los momentos M_u está referida al centro de la junta, véase la Figura C-18.3.2.1. Los momentos se calcularán con las áreas reales de acero, según los conceptos de resistencia de diseño del Capítulo 9, es decir, con ϕ igual a 0.9 y 1.0 f_y .

C-18.3.2.2 Excepciones

En caso de que no puedan satisfacerse las prescripciones de la Subsección 18.3.2.1 en una determinada junta, por ejemplo debido a la presencia de vigas de transferencia muy robustas, es necesario disponer refuerzo transversal adicional en las columnas concurrentes a esa junta con el fin de incrementar su capacidad de absorción de energía. No obstante, esta condición debe entenderse como un caso excepcional y se recomienda que no ocurra más que en casos aislados en un mismo nivel, como por ejemplo en el último piso de un edificio.

Tanto los análisis sobre la respuesta dinámica como las observaciones de campo, revelan que las columnas que sirven de apoyo a elementos rígidos interrumpidos tales como muros o celosías, tienden a quedar sometidas a una elevada demanda de ductilidad. Se exige por tanto, que en estas columnas el refuerzo de confinamiento sea prolongado en toda su longitud, así como por encima y por debajo de la discontinuidad, llevándose dentro de la fundación, si fuera el caso, al menos una distancia igual a L_{ah} prescrita en la Subsección 18.4.4.1. Esta disposición debe aplicarse a todas las columnas que estén por debajo del nivel donde han quedado interrumpidos los elementos rígidos o donde ocurran marcadas discontinuidades de rigidez. Debe tenerse presente que esta situación también puede ocurrir como consecuencia de la interrupción de elementos no estructurales en un determinado nivel.

Cualquier contribución positiva de las columnas en cuestión, tanto en la resistencia lateral como en la rigidez de la estructura, debe ser ignorada. Se llama la atención sobre el hecho de que no se ignoren los posibles efectos negativos que pudiesen tener en el comportamiento de la estructura, tal como su posible influencia en el cálculo de los efectos torsionales.

C-18.3.3 Armadura Longitudinal

C-18.3.3.1 Fuerzas de Diseño

Los momentos a considerar en el diseño con los que resultan de la ve rificación exigida en la Subsección 18.3.2.1, la cual a veces puede controlar el diseño.

C-18.3.3.2 Cuantías Máximas y Mínimas de Acero

El límite inferior de la cuantía geométrica en elementos que sopor ten fuerza axial y flexión, refleja la preocupación por las deformaciones por retracción y fluencia del concreto, así como la conveniencia de aumentar la dife rencia entre los momentos de fisuración y cedencia. El límite superior previene la congestión de armaduras y la generación de esfuerzos cortantes elevados en co lumnas de dimensiones ordinarias.

C-18.3.3.3 Empalmes

En las estructuras de configuración usual, el probable desprendimien to del recubrimiento en las zonas cercanas a los extremos de las columnas, haría vulnerables los solapes en esas regiones. Es por ello que estas deben quedar situadas cerca de la mitad de la altura, donde la inversión de signos es más probable que esté limitada a un rango menor de esfuerzos.

Los empalmes mecánicos o por soldadura pueden hacerse en cualquier nivel. El número de barras que pueden ser empalmadas en una cierta sección se limita a la mitad del total.

C-18.3.4 Armadura Transversal

C-18.3.4.1 Generalidades

Aún cuando las prescripciones contenidas en la Sección 18.3.2 tien den a garantizar la formación de las rótulas plásticas en los extremos de las vi gas y no en las columnas, desviaciones de este comportamiento pueden ocurrir co mo consecuencia de que el modelo elástico lineal, usualmente adoptado por su sim plicidad puede dejar de ser válido. Por ello, es conveniente conferir una ma yor capacidad de deformación mediante tal confinamiento del concreto en los ex tremos de las columnas.

C-18.3.4.2 Zonas a Confinar

C-18.3.4.2.1 Longitud de Confinamiento

El refuerzo transversal exigido por las Fórmulas (18-5), (18-4) y (18-5) debe distribuirse a lo largo de las regiones donde la acción inelástica es considerada probable, las cuales deben ser por lo menos iguales al mayor de los valores indicados en esta Sección.

C-18.3.4.3 Determinación de la Armadura de Confinamiento

C-18.3.4.3.1 El efecto del refuerzo helicoidal en la resistencia del concreto confinado, es bien conocido para el caso de elementos sometidos a compresión

axial monotónicamente creciente (Ref. 18.9). La Fórmula (10-5) se ajusta a un concepto de diseño, según el cual bajo carga axial, la máxima capacidad de la columna antes de perder el recubrimiento sea igual a la correspondiente a deformaciones unitarias de compresión alcanzando el refuerzo helicoidal su límite de utilización. En estas condiciones, la tenacidad de la columna sometida a carga axial no incide directamente en su función como parte de la estructura resistente a sismos, pues la tenacidad de las columnas zunchadas está relacionada con su comportamiento bajo la acción de momentos alternante y fuerza axial. Por este motivo, en relación a las acciones sísmicas no hay razón para modificar la Fórmula (10-5) aparte de añadir el límite inferior variable, dado por la Fórmula (18-4), el cual condiciona a las columnas con un área total de su sección transversal A_g , menor que aproximadamente 1.25 veces el área del núcleo A_{ch} .

C-18.3.4.3.2 Una evaluación conservadora de los datos disponibles (Refs. 18.10 a 18.12) sobre el efecto del refuerzo transversal rectilíneo en forma de ligaduras en la conducta de miembros de concreto armado, indica que este refuerzo tiene poca influencia en la resistencia pero mejora la ductilidad, aunque no en forma tan efectiva como el refuerzo helicoidal. De aquí que no exista un fundamento para relacionar las áreas de esfuerzo de ligaduras con las de zunchos. No obstante, dado que el primero es menos efectivo que el segundo, deberá disponerse una cantidad mayor de aquel para lograr un efecto comparable al último. Por tanto, las Fórmulas (18.4) y (18.5) se comparan respectivamente con las Fórmulas (10.5) y (18.3), pero las Fórmulas (18.3) y (18.5) exigen una mayor cantidad de refuerzo por unidad de longitud de columna.

C-18.3.4.3.3 La Figura C-18.3.4 ilustra un ejemplo de refuerzo transversal con una ligadura cerrada y tres ligaduras de una rama.

C-18.3.4.3.4 El refuerzo de confinamiento dado por las Fórmulas (10.5), (18.3) y (18.4) incrementa la capacidad y ductilidad del núcleo de concreto axialmente solicitado, previniendo la pérdida de resistencia por un eventual desprendimiento del recubrimiento. Por esto, si el recubrimiento de la columna se desprecia en el cálculo de su capacidad, es suficiente utilizar el confinamiento mínimo dado por la Fórmula (18.5).

C-18.3.4.5 Fuerza Cortante de Diseño

La intención de la presente Sección es la de garantizar que las columnas tengan una resistencia al corte suficiente como para que se produzcan rótulas plásticas en ellas antes de una falla frágil por corte. El suponer que estas rótulas plásticas se forman en los extremos inferior y superior de la columna en un mismo piso puede conducir a cortes de diseño excesivamente conservadores, tal como sucede en los pisos inferiores de edificios altos donde las secciones de

columnas son mucho mayores que las de las vigas conectadas a ellas. En tales casos, la resistencia a flexión de las vigas puede ser insuficiente como para producir dos rótulas plásticas en la columna en un solo piso. Como simplificación al complejo problema de la generación de posibles mecanismos, se autoriza la modificación del gradiente de momentos tal como se explica en el Procedimiento 2, con condiciones especiales para las columnas de primer y último piso.

El factor 2.0 que afecta a los cortes obtenidos de un análisis elástico lineal tiene fundamento en las Referencias 18.28 a 18.30, y es consistente con la práctica de incrementar el factor de mayoración para prevenir fallas frágiles. Véase la Figura C-18.3.4.5.

C-18.3.4.6 Contribución del Concreto

Véase la Subsección C-18.2.3.3.1.

C-18.3.5 Miembros de Pórticos Diagonalizados

C-18.3.5.1 Alcance

Aún cuando en nuestro país no son de uso frecuente los pórticos arriostrados mediante diagonales de concreto armado, se han utilizado en la reparación de estructuras afectadas por el terremoto de Caracas en 1967.

C-18.3.5.2 Armadura de Refuerzo Transversal

Los refuerzos a compresión calculados para las fuerzas mayoradas que actúan en un modelo elástico lineal, basado en las secciones totales del miembro, son usados como un índice para determinar si el refuerzo de confinamiento es necesario. Se supone que valores del esfuerzo de compresión mayores de $0.2 f'_c$ en un miembro indican que la integridad de toda la estructura depende de la capacidad que tenga ese miembro para resistir fuerzas importantes de compresión bajo acciones cíclicas severas. Se cubren así incertidumbres en la cuantificación de momentos una vez que la estructura incursiona en el rango inelástico. Por las razones anteriores, se prescribe refuerzo transversal especial para confinar el concreto y el refuerzo a compresión en la forma que especifica la Sección 18.3.4.

C-18.3.5.3 Anclaje de la Armadura Longitudinal

En esta Sección se exige que todo el refuerzo continuo sea anclado de acuerdo con las disposiciones que rigen para las barras en tracción (Sección 18.4.4), debido a que las fuerzas reales en las barras longitudinales pueden exceder los valores calculados.

C-18.3.5.4 Fuerzas Cortantes de Diseño

Las fuerzas cortantes de diseño son obtenidas a partir del análisis de cargas laterales con los factores de mayoración apropiados. No obstante, existe la posibilidad de cedencia en miembros de pórticos diagonalizados, lo cual

puede dar lugar a un pequeño incremento en la fuerza cortante, que será absorbida por los estribos.

C-18.4 JUNTAS VIGA-COLUMNA

C-18.4.1 Generalidades

Las eventuales rotaciones inelásticas en las caras de las juntas están asociadas a deformaciones mucho mayores que la correspondiente a la deformación cedente en la armadura en tracción de las vigas. De allí que la fuerza cortante en la junta, generada por este refuerzo, debe ser calculada suponiendo un esfuerzo de $1.25 f_y$ en la armadura en tracción de las vigas. Explicaciones detalladas de las razones que conducen a este incremento se encuentran en la Referencia 18.8.

C-18.4.2 Armadura Transversal de Confinamiento

Las prescripciones contenidas en la Sección 18.4.2.1 y en las Subsecciones 18.4.2.2 y 18.4.2.3 están respaldadas por evidencias experimentales sobre configuraciones usuales tanto en geometría como en la posición relativa de los miembros concurrentes. En consecuencia, son aplicables a los casos más frecuentes evitando la necesidad de análisis más detallados, los cuales pueden ser necesarios cuando se trata de configuraciones atípicas.

Independientemente de lo reducido que resulten los esfuerzos cortantes en una junta que deba resistir acciones sísmicas, el refuerzo de confinamiento (Sección 18.3.4) debe disponerse a todo lo largo de la junta alrededor del refuerzo de la columna según se especifica en la Subsección 18.4.2.1. Cuando la junta misma está confinada por la existencia de miembros concurrentes en sus cuatro caras, el refuerzo transversal puede reducirse a la mitad de acuerdo a la Subsección 18.4.2.2.

En la Subsección 18.4.2.3 se contempla el caso de vigas más anchas que las columnas concurrentes a la junta. En este caso, donde las barras longitudinales de la viga no pasan a través del núcleo confinado de la columna, es necesario disponer el refuerzo transversal exigido en la Sección 18.3.4.

C-18.4.3 Verificación por Fuerza Cortante

Debido a que los ensayos de juntas (Ref. 18.14) y de vigas altas (Referencia 18.9) revelaron que la resistencia al corte no era tan sensible al refuerzo transversal como lo implica la expresión desarrollada por el Comité ACI 326 (Referencia 18.17) para vigas, y adoptada para uniones por el Comité ACI 352 en el caso de núcleos de juntas que poseen el refuerzo transversal mínimo especificado en la Sección 18.4.2, se ha decidido utilizar un esfuerzo cortante constante derivado de los datos dados en la Referencia 18.14.

La fuerza cortante de diseño que actúa en la junta debe verificar la Fórmula (18-6), en la cual V_j tiene la siguiente expresión, deducible de la Figura C-18.4.3.(a) que representa una junta interior.

$$V_j = 1.25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col} \quad (C-18.1)$$

El valor de la fuerza cortante en la columna, consistente con los momentos resistentes de las secciones de las vigas que concurren a la junta, puede ser estimado como

$$V_{col} = 2 \left(\frac{\ell_1}{\ell_{1n}} M_A^C + \frac{\ell_2}{\ell_{2n}} M_B^C \right) / (\ell_c + \ell'_c) \quad (C-18.2)$$

donde:

ℓ_1, ℓ_2 = Distancias entre los centros de apoyos de las vigas adyacentes a la junta.

ℓ_{1n}, ℓ_{2n} = Luces libres de las vigas adyacentes a la junta.

M_A^C, M_B^C = Momentos flectores en los extremos de un miembro. Estos momentos se calcularán tomando para ϕ el valor de 1.0 y como esfuerzo en la armadura en tracción A_s el valor de $1.25 f_y$. (Véase las Subsecciones 18.2.3.2 y C-18.2.3.2).

ℓ_c, ℓ'_c = Distancias entre los centros de apoyo de las columnas adyacentes a la junta.

Para los casos más comunes, donde se satisfacen las relaciones $h_c/\ell_1 \geq 0.08$ y $\ell_2/\ell_1 \geq 0.7$, la siguiente fórmula es una simplificación de la (C-18.1) para estimar de manera conservadora el corte de diseño en el centro de la junta.

$$V_j = 1.25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) \left(1 - \frac{2h_j}{\ell_c + \ell'_c} \right) \quad (C-18.3)$$

El término A_j en la Fórmula (18-6) corresponde al área de la menor sección transversal de la junta en un plano paralelo al eje del refuerzo longitudinal que transmite el corte a la junta. Cuando una viga concurre a un apoyo muy ancho, el ancho efectivo de la junta no excederá del ancho de la viga (b_w) más la dimensión de la columna (d_c) medida paralelamente al eje de la viga. La Figura C-18.4.3(b) ilustra la determinación de A_j en los casos más comunes.

Para considerar una junta como confinada y poder emplear el valor de $\gamma = 5.3$, la junta deberá poseer vigas concurrentes en sus cuatro lados que cubran al menos tres cuartas partes de cada cara; en cualquier otra condición se empleará el valor de $\gamma = 4.0$. Véase la Figura C-18.4.2.2

C-18.4.4 Longitudes de Anclaje de Barras en Tracción

C-18.4.4.1 Barras con Ganchos

La Fórmula (18-7) establece las longitudes mínimas para el anclaje de barras estriadas con gancho estándar embebidos en concreto confinado. La misma está fundamentada en los requisitos del Artículo 12.5 para concreto normal. En la constante de la Fórmula (18-7) se ha tomado en cuenta el efecto de la repetición de acciones alternantes y se han incluido los factores de modificación de la longitud básica de desarrollo de 0.7 por recubrimiento y de 0.8 por refuerzo transversal prescritos en el Artículo 12.5.

La longitud de anclaje a tracción para una barra con gancho estándar, L_{ah} , queda definida como la distancia, en la dirección del eje de la barra, entre la sección crítica y el borde exterior del gancho. La Fórmula (18-7) se aplicará a las barras paralelas del refuerzo colocada en dos o más capas. Véase la Figura C-18.4.4.1.

En concretos elaborados a base de agregados livianos la longitud de anclaje prescrita por la Fórmula (18-7) debe incrementarse en un 25 % al igual que los valores mínimos dados.

C-18.4.4.2 Barras Rectas

En esta Sección se especifican las mínimas longitudes de anclaje para barras rectas como un múltiplo de la longitud indicada por la Sección 18.5.4.1. Debido a los efectos que el vaciado tiene en la adherencia de las barras superiores, a estas se les exige una longitud 1.4 veces mayor que a las barras rectas de capas inferiores, es decir, $2.5 \times 1.4 = 3.5$.

El menor esfuerzo de adherencia que se desarrolla en las regiones adyacentes a los núcleos confinados justifica la mayor longitud de anclaje para las barras rectas que no están totalmente contenidas en los núcleos definidos en los Artículos 18.2, 18.3 y en la Sección 18.4.2. En tales casos se aplicará la siguiente expresión:

$$L_a = 1.6 (L_{as} - L_{ah}) + L_{ah} = 1.6 L_{as} - 0.6 L_{ah} \quad (C-18.4)$$

en donde:

L_a = Longitud de anclaje requerida para barras contenidas parcialmente en un núcleo confinado

L_{as} = Longitud de anclaje para barras rectas, según se define en la Subsección 18.4.4.2

L_{ah} = Longitud de anclaje para barras con gancho estándar a 90° , según se define en la Subsección 18.4.4.1.

Intencionalmente en el Artículo 18.4 se ha omitido toda referencia a las barras Nos. 14 y 18 debido a la escasa información disponible sobre el

comportamiento de sus anclajes ante cargas reversibles que simulan los efectos del sismo.

C-18.5 MUROS ESTRUCTURALES

C-18.5.1 Validez y Alcance

Las prescripciones de este Artículo son aplicables tanto a muros aislados como acoplados que forman parte del sistema estructural que resiste la acción del sismo. Por lo tanto son aplicables a los sistemas estructurales resistentes a sismos Tipo II y Tipo III, caracterizados en las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756.

C-18.5.2 Armaduras

C-18.5.2.1 Cuantías Mínimas

La cuantía mínima establecida es el límite inferior generalmente aceptado para estos miembros estructurales.

Recientemente se ha reportado una respuesta histerética notablemente superior cuando al refuerzo ortogonal convencional se le añade armadura diagonal (Refs. 18.23 y 18.24).

C-18.5.2.2 Separaciones Máximas

El disponer uniformemente la armadura que el cálculo indique como necesaria para resistir la fuerza cortante, tiene por objeto limitar el ancho de las fisuras inclinadas. La restricción en cuanto a la separación obedece a las necesidades de confinamiento del concreto y de arriostramiento contra el pandeo del refuerzo en las zonas donde se esperan esfuerzos no elásticos.

C-18.5.2.3 Planos de Ubicación de las Armaduras

La disposición relativa a colocar la armadura en dos planos en los muros sometidos a una fuerza cortante sustancial, obedece a la dificultad constructiva de mantener una sola capa en el plano medio.

Independientemente del nivel de diseño, la experiencia ha demostrado que en muros de más de 10 cm de espesor la disposición de la armadura en dos planos paralelos previene la fisuración de estos miembros.

C-18.5.2.4 Anclajes

La prescripción se fundamenta en la necesidad de que todo el refuerzo continuo sea capaz de desarrollar la totalidad de su capacidad resistente para tomar las fuerzas reales. En miembros rígidos las fuerzas reales pueden exceder a las fuerzas del análisis.

C-18.5.3 Miembros de Borde

La Figura C-18.5.1 muestra, en forma simplificada, la sección crítica A-A de un muro estructural sometido a la acción de las cargas gravitacionales W ,

la fuerza cortante y el momento flector inducidos por la acción del sismo. En esta condición, la zona comprimida de la sección debe resistir la totalidad de la carga W así como la fuerza de compresión asociada proveniente del momento flector inducido por la acción sísmica. Si se admite que esta situación puede alcanzarse varias veces durante un sismo severo, es necesario confinar el concreto comprimido cuando los esfuerzos son elevados.

El esfuerzo de compresión $0.2 f'_c$ que define la necesidad o no de tener miembros de borde, debe entenderse como un índice de la importancia de las sollicitaciones en relación a las propiedades de la sección y no pretende describir la situación real de la misma.

C-18.5.3.2 Armadura Longitudinal en los Miembros de Borde

Los miembros de borde deben ser capaces de resistir todas las fuerzas axiales de compresión que solicitan la sección crítica del muro estructural cuando actúan las máximas fuerzas horizontales. El diseño de la sección transversal del miembro de borde en la sección crítica del muro estructural se asimila al de una columna corta axialmente solicitada por cargas mayoradas empleando los factores apropiados de minoración de resistencia.

C-18.5.3.3 Armadura Transversal en los Miembros de Borde

La analogía entre la sección transversal de un muro estructural con miembros de borde y el de una sección doble te, justifica la necesidad de un adecuado anclaje del refuerzo transversal del muro en los miembros de borde que actúan como las alas de la sección. El posible desarrollo de grandes fisuras en los miembros de borde puede comprometer el anclaje requerido, en previsión de lo cual, siempre que sea factible, se recomienda el uso de ganchos estándar a 90° ó anclajes mecánicos.

C-18.5.4 Valores Límites de la Fuerza Cortante

La resistencia nominal a la fuerza cortante de un muro estructural es función de la razón entre el ancho y su altura, relación de aspecto, ℓ_w/ℓ_n . El coeficiente del radical en la Fórmula (18.8) puede variar desde 0.8 para ℓ_w/ℓ_n igual a 1.0 hasta 0.53 para ℓ_w/ℓ_n igual a 2.0. El valor finalmente adoptado en esta Sección está orientado hacia muros dúctiles, pues en muros estructurales con valores de $\ell_w/\ell_n \leq 2.0$ los grandes esfuerzos cortantes que se generan hacen más difícil lograr la disipación de energía requerida.

C-18.5.5 Dinteles

C.18.5.5.1 Alcance

Los requisitos de este Artículo són aplicables a las vigas de acoplamiento o dinteles de muros estructurales y cuya luz libre es menor a cuatro veces su altura útil y en las cuales se utiliza armadura diagonal para resistir la

totalidad de la fuerza cortante cuando se satisfacen los requerimientos de confinamiento, arriostramiento y anclaje indicados en la Subsección C-18.5.5.3.

Los ensayos han demostrado que en vigas con relación luz libre a altura útil menor de 4.0, la armadura diagonalmente dispuesta permite una gran disipación de energía y de deformación bajo ciclo de cargas inelásticas sin degradación de la capacidad resistente por efectos del cortante por deslizamiento. Por otra parte, estos mismos ensayos indican que el armado diagonal no es tan efectivo en las vigas cuya relación luz libre a altura útil sea mayor de 4.0, en las cuales el armado convencional según lo prescribe el Artículo 18.2 proporciona suficiente resistencia en condiciones de cargas reversibles.

C-18.5.5.2 Cálculo de la Armadura Diagonal

Para proteger a los muros estructurales contra daños prematuros y contra demandas excesivas de ductilidad en el caso de sismos de larga duración, los dinteles deben ser muy dúctiles para transferir la considerable fuerza cortante, por lo que debe tenerse especial cuidado contra una excesiva resistencia de los dinteles que puedan generar situaciones inconvenientes en los muros y sus fundaciones.

La contribución de la armadura diagonal comprimida en la resistencia a la flexión se puede calcular a partir de la disposición geométrica mostrada en la Figura C-18.5.5.2 y de la cual se deduce que $\tan \alpha = (h - 2d')/l_n$.

C-18.5.5.3 Disposición de la Armadura

Para evitar el pandeo inelástico de las barras individuales de la armadura diagonal, éstas deben estar arriostradas por estribos con una separación máxima de seis veces el diámetro de la barra longitudinal.

La armadura ortogonal a ser colocada en el alma del dintel será la mínima necesaria para controlar la fisuración en condiciones de servicio y prevenir el dislocamiento de las partículas de concreto triturado después de un sismo severo.

C-18.6 DIAFRAGMAS Y CERCHAS

C-18.6.1 Alcance

Esta Sección concierne a los requerimientos para el diseño y detallado de elementos de sistemas relativamente rígidos que incluyen partes de techos y sistemas de entrepisos que transmiten fuerzas de inercia. La verificación del comportamiento de estos elementos es importante a fin de satisfacer las hipótesis de análisis estructural y comportamiento bajo acciones sísmicas establecidas en las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756.

C-18.6.3 Armaduras

C-18.6.3.1 Armadura Longitudinal

Bajo las acciones sísmicas, las fuerzas reales en las barras de la armadura longitudinal en miembros rígidos, pueden exceder los valores que se obtienen en el análisis. Por esta razón, se exige que estas barras queden completamente ancladas.

C-18.6.3.2 Armadura Transversal

Los esfuerzos de compresión calculados para las fuerzas mayoradas según modelos elásticos lineales, en secciones no fisuradas, se utilizan como valores índice para determinar si la armadura de confinamiento es necesaria. Un esfuerzo de compresión igual a $0.2 f'_c$ en un miembro, se acepta como indicador de que la integridad de todo el sistema depende de la capacidad de ese miembro para resistir sustanciales fuerzas de compresión bajo la acción de solicitaciones de signo alternante. Por esta razón se exige la armadura transversal, en los términos especificados en la Sección 18.3.4, con el fin de conferir confinamiento al concreto y a la armadura sometida a compresión.

C-18.6.4 Miembros de Borde en Diafragmas

C-18.6.4.2 Armadura Longitudinal en los Miembros de Borde

El diseño de la sección transversal del miembro de borde se asimila al de una columna corta axialmente solicitada por cargas mayoradas empleando los factores apropiados de minoración de resistencia.

C-18.6.4.3 Armadura Transversal en los Miembros de Borde

Por las razones expuestas en la Subsección C-18.5.3.3, se recomienda, cuando sea factible, el uso de ganchos estándar a 90° o anclajes mecánicos.

C-18.7 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS

Las prescripciones contenidas en esta Sección tienen por finalidad asegurar que aquellas partes de la estructura portante que solo han sido diseñadas para soportar las acciones gravitacionales, continúen siendo funcionales a los niveles de desplazamiento lateral total para los cuales se ha diseñado el sistema resistente a las acciones sísmicas. Por consiguiente, sólo se exige que para los desplazamientos prescritos se mantenga la capacidad portante a cargas gravitacionales.

En la verificación anterior se pueden incluir reducciones en la rigidez a flexión de los elementos de concreto armado.

Los requerimientos mínimos para la armadura longitudinal y transversal que se dan en las Secciones 18.7.2 y 18.7.3, se consideran suficientes como para que no sean necesarios refuerzos adicionales destinados a absorber los momentos generados por las fuerzas laterales.

C-18.8 REQUERIMIENTOS PARA EL NIVEL DE DISEÑO 2

C-18.8.1 Generalidades

Con relación a las prescripciones contenidas en los Capítulos 1 a 17, el Nivel de Diseño 2, implica verificaciones adicionales en el diseño de los elementos sometidos a flexión y carga axial, y de las losas sin vigas armadas en dos direcciones cuando estas formen parte del sistema resistente a sismos. La posibilidad de hacer menos exigente e incluso obviar algunas de las prescripciones de diseño propias del Nivel de Diseño 3 (Capítulo 18 a excepción del presente Artículo 18.8) es penalizada en las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, a través del Factor de Ductilidad D ; véase la Subsección C-18.1.1.3.

Por tanto, no incluye requerimientos especiales para muros u otros componentes estructurales; con ello se acepta, que los muros estructurales de concreto armado diseñados de acuerdo a las prescripciones de los Capítulos 1 a 17 de estas Normas y bajo las acciones propias del Nivel de Diseño 2, poseen suficiente capacidad de absorción y disipación de energía para los límites de desplazabilidad prescritos.

C-18.8.2 Elementos Sometidos a Flexión

C-18.8.2.1 Alcance

Esta Sección se refiere a elementos sometidos a flexión en términos semejantes a los de la Sección 18.2.1 en lo que a la fuerza axial mayorada se refiere. Los requisitos dimensionales allí impuestos no son prescritos en la presente Sección.

C-18.8.2.2 Disposición de la Armadura Longitudinal

Las disposiciones contenidas tanto en esta Subsección como en la siguiente 18.8.2.3 tienen por finalidad la de suministrar a las vigas una cierta capacidad de absorber y disipar energía. Véase la Figura C-18.8.2.2.

C-18.8.2.3 Armadura Transversal

Sobre las funciones que debe desempeñar la armadura transversal, véase la Sección C-18.2.3.

En general se espera que en la mayoría de los casos los estribos necesarios para absorber la fuerza cortante prescrita en la Sección 18.8.5 excedan los exigidos en la Subsección 18.8.2.3.2.

C-18.8.3 Elementos Sometidos a Flexión y Carga Axial

C-18.8.3.1 Alcance

Aquellas columnas que posean un refuerzo en espiral que satisfaga la Fórmula (10-5) bajo las acciones mayoradas correspondientes al Nivel de Diseño

2, se acepta que poseen suficiente capacidad de absorción y disipación de energía.

C-18.8.3.2 Armadura Transversal

Las prescripciones de esta Sección tienen por finalidad conferir a las columnas una cierta capacidad para absorber y disipar energía. El diseño final también debe satisfacer los requisitos de la Sección 18.8.5.

C-18.8.4 Losas

C-18.8.4.1 Generalidades

La Sección 18.8.4 está prevista para losas sin vigas armadas en dos direcciones, con lo cual se indica que es un componente del sistema resistente a sismos aceptable solamente en regiones de moderada sismicidad. La rigidez de este tipo de losas es significativamente modificada por los efectos de la fisuración, la distribución de la armadura (véase Fórmula 13-2), y de otros parámetros, tales como las relaciones geométricas ℓ_2/ℓ_1 , c_1/ℓ_1 y c_2/c_1 definidos en el Capítulo 13. Cuando no se dispone de un riguroso método de análisis para tomar en cuenta estos efectos, el momento de inercia efectivo puede calcularse considerando toda la sección fisurada, o alternativamente, empleando la Fórmula (9-12) que según las Referencias 18.26 y 18.27 conduce a resultados razonables.

Debe tenerse presente que la aplicación de las combinaciones de acciones estipuladas por las expresiones (9-2) y (9-3) puede resultar en momentos que requieran armaduras de refuerzo tanto positiva como negativas en los apoyos de las losas.

C-18.8.4.2 Armadura Longitudinal

Para una cierta combinación de diseño con las acciones debidas a sismos actuando en una dirección horizontal, el momento M_s se refiere al momento mayorado de la losa que está equilibrado por los miembros de apoyo en la junta, y el cual no es necesariamente igual al momento total de diseño en el apoyo para una combinación de acciones que incluya el efecto sísmico.

De acuerdo con las Secciones 13.3.2.2 y 13.3.2.3 sólo la fracción $\gamma_f M_s$ del momento M_s deberá ser resistido por el refuerzo del ancho efectivo de la losa.

En las Figuras C-18.8.4.2 (a) y (b) se ilustra un ejemplo con la franja de columna y sus armaduras de acuerdo a las Subsecciones 18.9.4.2.1 a 18.9.4.2.5.

C-18.8.5 Fuerza Cortante de Diseño

El objetivo de las prescripciones dadas en esta Sección es el de reducir el riesgo de una falla por corte. Al proyectista se le dan dos opciones para

determinar el corte de diseño.

De acuerdo a la opción a., el corte de diseño es determinado a partir de la resistencia nominal a flexión tomando en cuenta las cargas gravitacionales actuantes. Para determinar el máximo corte en la viga, se supone que la resistencia nominal a flexión, calculada con la armadura en tracción A_s usando los valores de $1.0 f_y$ y ϕ igual a 1.0, se alcanza simultáneamente en los dos extremos de la luz libre. Tal como se indica en la Figura C-18.8.5 el corte según esta hipótesis es igual a:

$$V_u = \frac{(M_n)_A + (M_n)_B}{l_n} \quad (C-18.6)$$

que sumado algebraicamente al corte proveniente de las cargas gravitacionales mayores, da como resultado la fuerza cortante para la cual la viga debe ser diseñada. En el ejemplo mostrado, tanto la carga permanente CP, como la carga variable CV, se han supuesto uniformemente distribuidas.

Igualmente, en la Figura C-18.8.5 se ilustra para un caso particular la determinación del corte de diseño especificado para una columna. La fuerza axial de diseño mayorada P_u debe seleccionarse a fin de hacer máxima la resistencia a flexión de la columna.

Queda sobreentendido que en todas las aplicaciones de la opción a., el sentido de los momentos debidos a la acción sísmica puede ser tanto positivo como negativo.

El cálculo de V_u según la opción b., se fundamenta en la combinación de acciones que incluya el efecto del sismo S. Es conveniente recalcar que solo debe incrementarse en un 50 % el efecto de S; por ejemplo, en el caso de la Fórmula (9-2) la combinación de diseño sería:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.7 CV) + 1.5 S \quad (C-18.7)$$

El factor 1.5 es similar al que se obtiene de dividir el valor de 2.0 prescrito en el Código ACI 318-83 para el Nivel de Diseño 2 por 1.4, dado que las Normas para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, están asociadas a los estados de agotamiento resistente.

REFERENCIAS

- 18.1 Structural Engineers Association of California. "Recommended Lateral Force and Requirements and Commentary". San Francisco, 4a edición revisada, 1980, 160 págs.
- 18.2 Applied Technology Council. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings". Special Publication N° 510, U.S. National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1978, 504 págs.

- 18.3 Blume, John, A.; Newmark, Nathan M.; y Corning, Leo H. "Design of Multistoried Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions". Portland Cement Association, Skokie, 1961, 318 págs.
- 18.4 Clough, Ray W. "Dynamic Effects of Earthquakes". Proceedings, ASCE, Vol. 85, N° ST4, abril 1960, págs. 49-65.
- 18.5 Housner, C.W. "Limit Design of Structure to Resist Earthquakes". Proceedings, World Conference on Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 1956, págs. 5.1 - 5.13.
- 18.6 Gulkan, Polat y Sozen, Mete A. "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions". ACI Journal, Proceedings, Vol. 71, N° 1, diciembre 1974, págs. 604 - 610.
- 18.7 Veterans Administration. "Earthquake Resistant Design Requirements for VA Hospital Facilities". Office of Construction, Veterans Administration Washington, DC. marzo 1975.
- 18.8 ACI-ASCE Committee 352. "Recommendations for Design of Beams-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures". ACI 325R-76. American Concrete Institute. Detroit, 1976, 19 págs.
- 18.9 Hirosawa, M. "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members". Report N° 76, Building Research Institute, Ministry of Construction. Tokyo, marzo 1977 (En japonés, véase un resumen en "Structural Research Series" N° 452, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana 1978).
- 18.10 Richart, F.E.; Brandtzaeg, A.; y Brow, R.L. "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression". Engineering Experiment Station Bulletin N° 190, University of Illinois, Urbana, abril 1929, 74 págs.
- 18.11 Burdette, Edwin G. e Hilsdorf, Hubert K. "Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns". Proceedings ASCE, Vol. 97 N° ST2, febrero 1971, págs. 587 - 602.
- 18.12 Roy, H.E.H. y Sozen, Mete A. "Ductility of Concrete". Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, SP-12. American Concrete Institute, Detroit, 1965, págs. 213 - 235-
- 18.13 Sheikh, Shamin A. y Uzumeri, Sukru M. "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns". Proceedings, ASCE, Vol. 106 N° ST5, mayo 1980, págs. 1079 - 1102.

- 18.14 Meinheit, D.F. and Jirsa, J.O. "The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints". CESRL Report N° 77.1, University of Texas, Austin, enero, 1977.
- 18.15 Popov, E.P.; Bertero, V.V. y Krawinkler, H. "Cyclic Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear". EERC Report N° 72-5. Earthquake Research Center. University of Berkeley, octubre 1972.
- 18.16 Wight, James K. y Sozen, Mete A. "Shear Strength Decay of RC Columns Under Shear Reversals". Proceedings, ASCE, Vol. 101 N° ST5, mayo 1975, págs. 1053 - 1065.
- 18.17 ACI-ASCE Committee 326. "Shear and Diagonal Tension". ACI Journal, Proceedings, Vol. 59 N° 1, enero 1962, págs. 1 - 30; N° 2, febrero 1962, págs. 277 - 334; y N° 3, marzo 1962, págs. 352 - 396.
- 18.18 ACI Committee 408. "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension". ACI. 408. 1R-79. American Concrete Institute, Detroit, 1979, 3 págs.
- 18.19 Barda, Félix; Hanson, John M. y Corley, W. Gene. "Shear Strenght of Low Rise Walls with Boundary Elements". Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53. American Concrete Institute, Detroit, 1977, págs. 149 - 202.
- 18.20 International Conference of Building Officials. Uniform Building Code. Whittier, 1982, 780 págs.
- 18.21 Grases, José y Vignieri, Luis. "Evaluación Estadística de Dos Propiedades Mecánicas de los Aceros de Refuerzo, Relevantes en el Comportamiento de Miembros de Concreto Armado Sometidos a Acciones de Tipo Sísmico". Boletín Técnico IMME N° 67, julio-diciembre 1980, Universidad Central de Venezuela, págs. 71 - 86. También en Memorias III Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Caracas marzo 1981, Tomo II, págs. 833-847.
- 18.22 Comité Euro-Internacional Du Beton. "Model Code for Seismic Design of Concrete Structures. 1-Final Draft (October 1983)". Bulletin D'Information N° 160. Octubre 1983 - Marzo 1984. París, 117 págs. 2-Trial Calculations. Bulletin D'Information N° 160 Bis. Octubre 1983 - Marzo 1984. París.
- 18.23 Paulay, Thomas. "Earthquake Resisting Shearwalls-New Zealand Design Trends". ACI Journal. Technical Paper 77-18. Mayo-Junio 1980, págs. 144 - 152.

- 18.24 Fiorato, A.E.; Oesterle, R.G.; y Corley, W.G. "Behavior of Earthquake Resistant Walls Before and After Repair". ACI Journal, Technical Paper 80-39. Septiembre-Octubre 1983, págs. 403-413.
- 18.25 Cercelet, Jacques. "Comportement et déformabilité après fissuration des linteaux peu élancés". Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, N° 358, febrero 1978, págs. 35 - 55.
- 18.26 Carpenter, J.E.; Kaar, P.H. y Coely, W.G. "Design of Ductile Flat-Plate Structures to Resist Earthquakes". Proceeding, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, junio 1973. International Association for Earthquake Engineering, Vol. 2, págs. 2016 - 2019. También en Research and Development Bulletin RD035.01D, Portland Cement Association.
- 18.27 Morrison, Denby, G. y Sozen, Mete A. "Response of Reinforced Concrete Plate-Column Connections to Dynamics and Static Horizontal Loads", Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 490, University of Illinois, Urbana, abril 1981, 249 págs. También como publicación PB81 - 237 380, National Technical Information Service, Washington, D.C.
- 18.28 Paulay, T. "Deterministic Design Procedure for Ductile Frames in Seismic Areas". Publicación ACI SP-63, Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, 1980, págs. 357 - 381.
- 18.29 Draft New Zealand Standard DZ 3101, "Code of Practices for the Design of Concrete Structures"; Appendix I: A Method for the Evaluation of Column Actions in Ductile Multistory Frames", 8 págs. Standards Association of New Zealand, junio 1980.
- 18.30 Goodsir, W.J.; Paulay, T., y Carr, A.J. "A Design for Interacting Wall-Frame Structures Under Seismic Actions". 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, julio 1984, Vol. V, págs. 621 - 628.

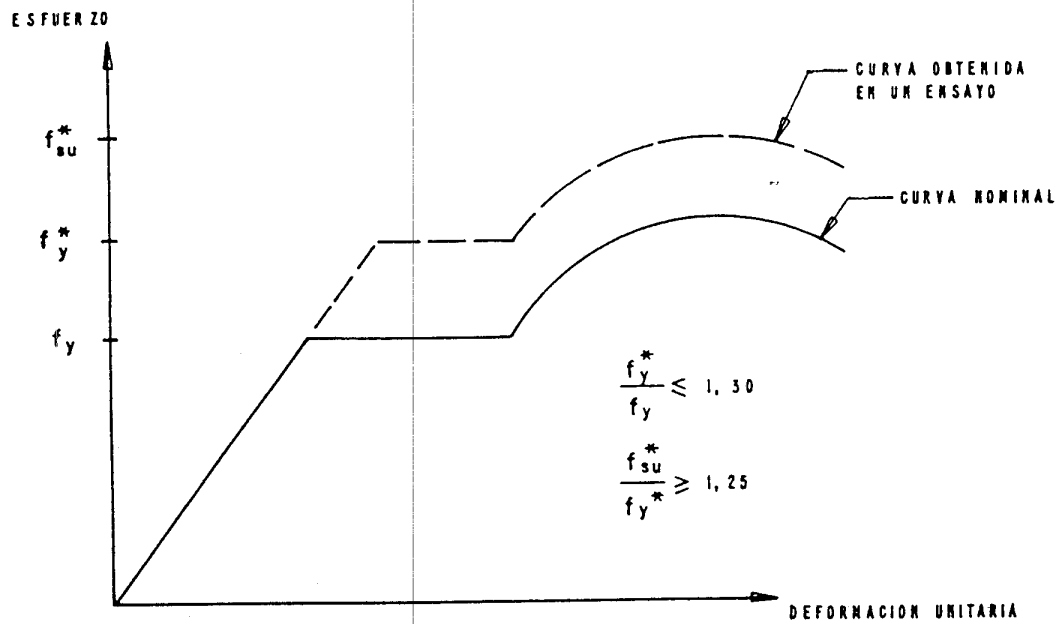


FIGURA C-18.1.3.2 REQUISITOS MECANICOS PARA EL ACERO DE REFUERZO EN MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO SOMETIDOS A LAS ACCIONES SISMICAS

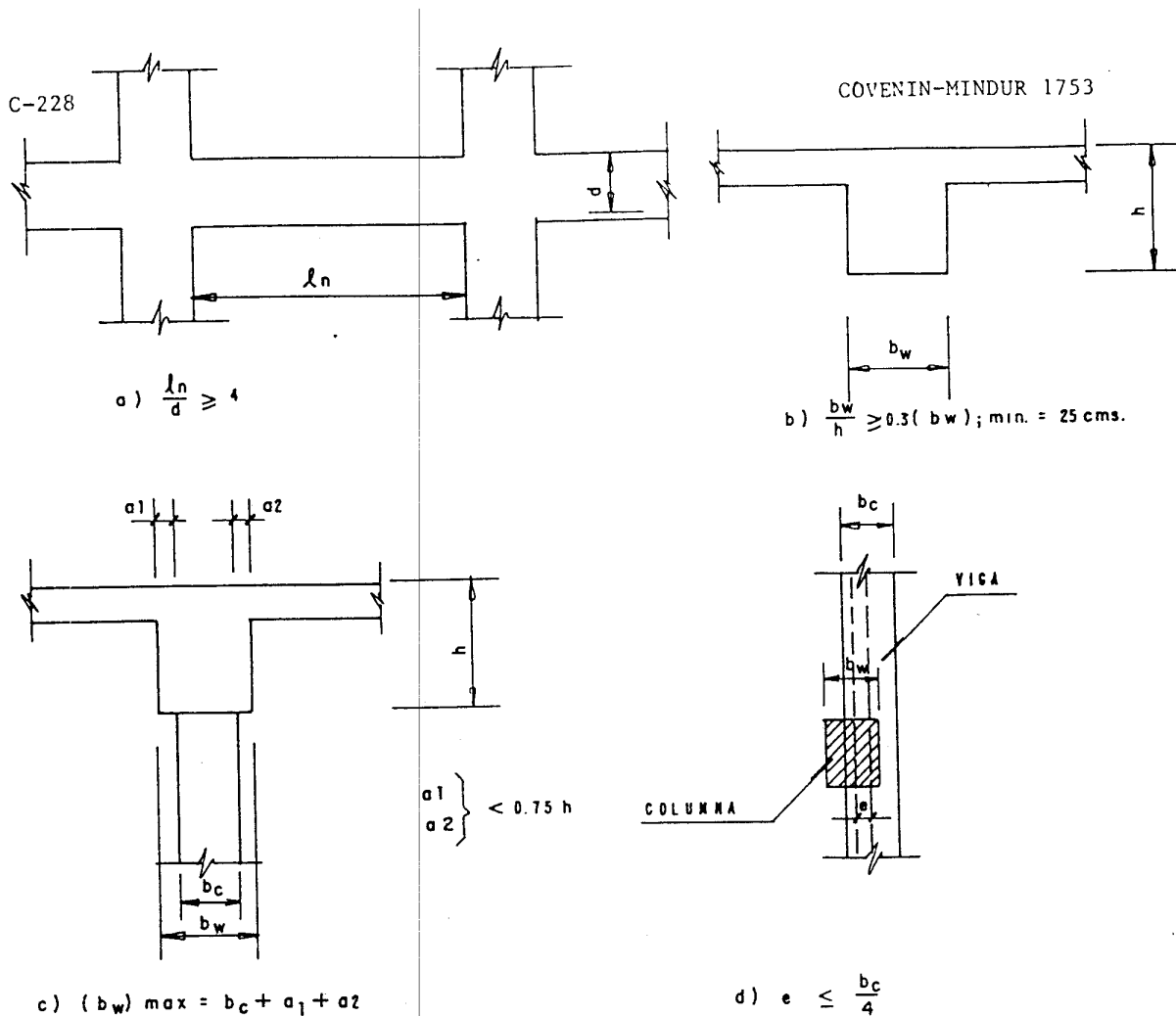


FIGURA C-18.2.1 LIMITACIONES GEOMETRICAS PARA LAS VIGAS DE PORTICOS DEL SISTEMA RESISTENTE AL - SISMO TIPO I, EN EL NIVEL DE DISEÑO 3.

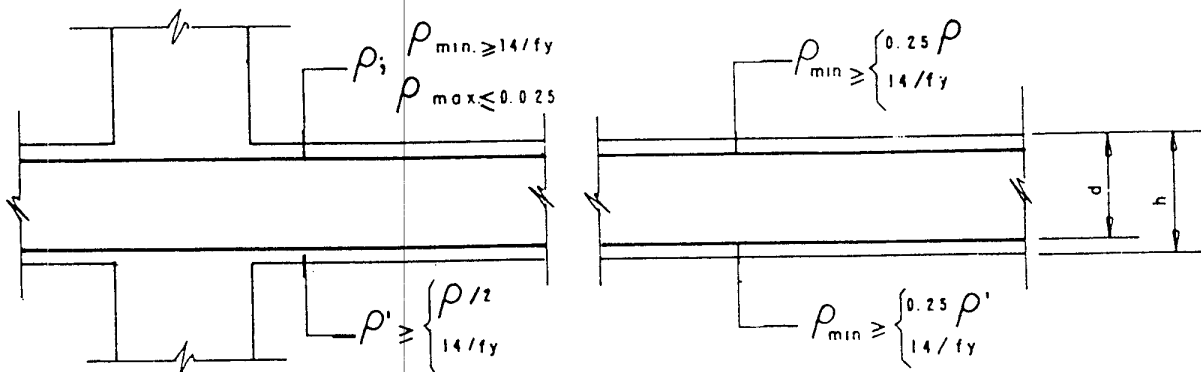


FIGURA C-18.2.2.2 DISPOSICION DE LA ARMADURA LONGITUDINAL EN VIGAS DE PORTICOS DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMO TIPO I EN EL NIVEL DE DISEÑO 3.

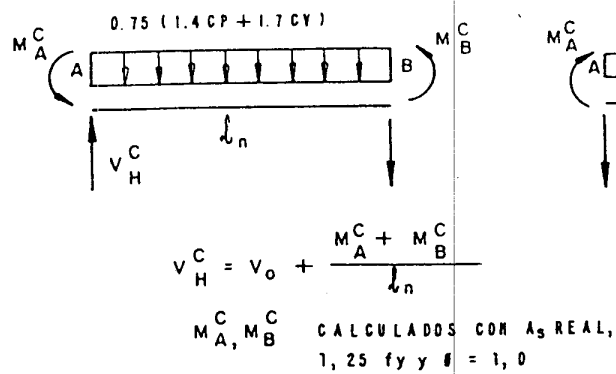


FIGURA C-18.2.3.2 DETERMINACION DE LA FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN VIGAS CON NIVEL DE DISEÑO 3

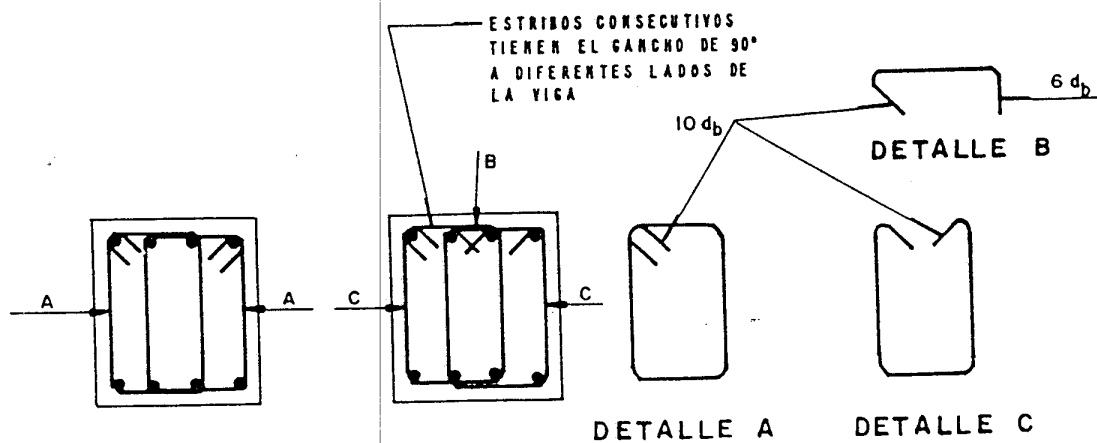
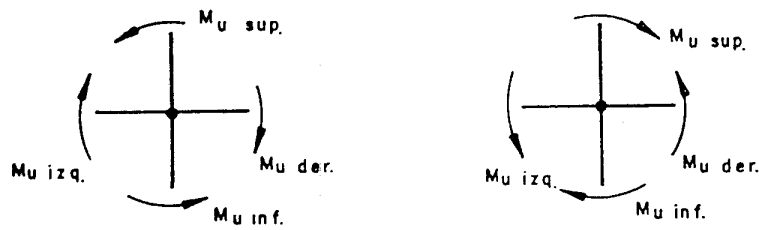


FIGURA C-18.2.3.5 ESTRIBOS CERRADOS FORMADOS POR DOS PIEZAS EN VIGAS



$$\frac{M_{u \text{ sup.}} + M_{u \text{ inf.}}}{M_{u \text{ izq.}} + M_{u \text{ der.}}} \geq 1,20$$

FIGURA C-18.3.2.1 MINIMA RESISTENCIA A LA FLEXION DE LAS COLUMNAS EN EL NIVEL DE DISEÑO 3

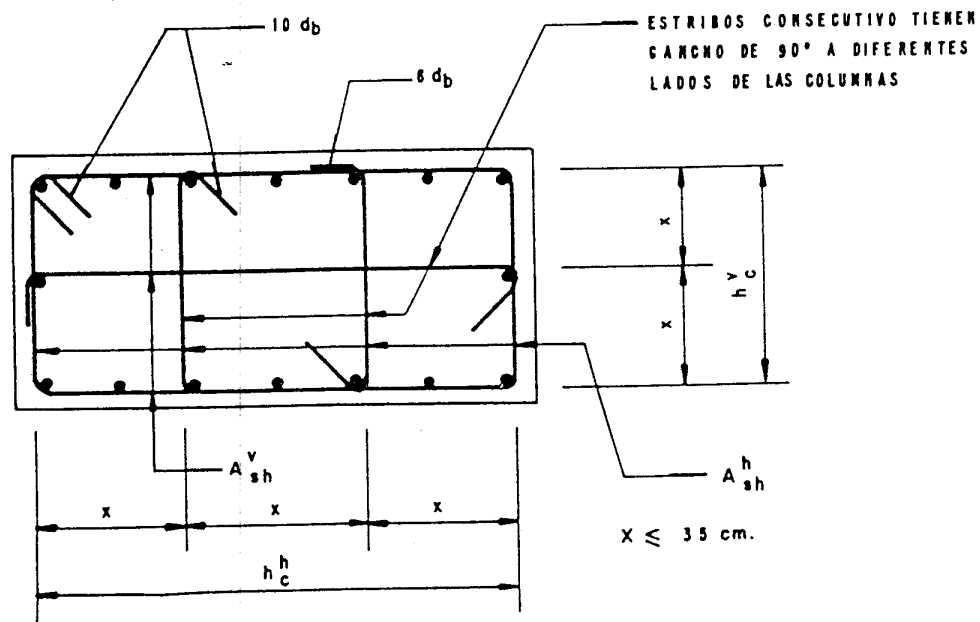
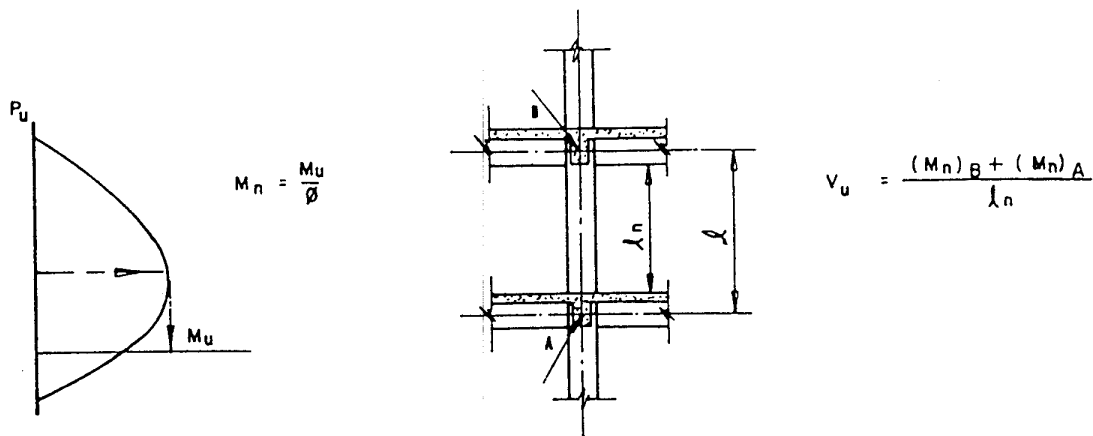
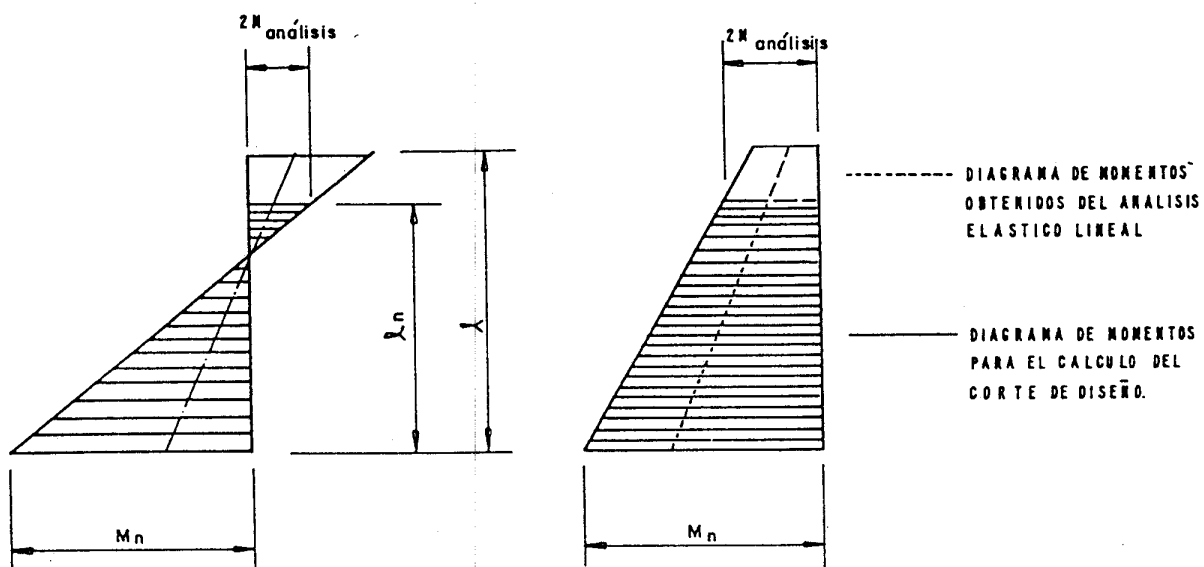


FIGURA C-18.3.4 ARMADURA TRANSVERSAL DE CONFINAMIENTO EN COLUMNAS CON NIVEL DE DISEÑO 3



a) PROCEDIMIENTO 1



b) PROCEDIMIENTO 2 EN LAS COLUMNAS DEL PRIMER PISO PARA OBTENER EL CORTE DEBIDO A LA ACCION DEL SISMO.

FIGURA C-18.3.4.5 DETERMINACION DE LA FUERZA -
CORTANTE DE DISEÑO EN COLUMNAS
CON NIVEL DE DISEÑO 3.

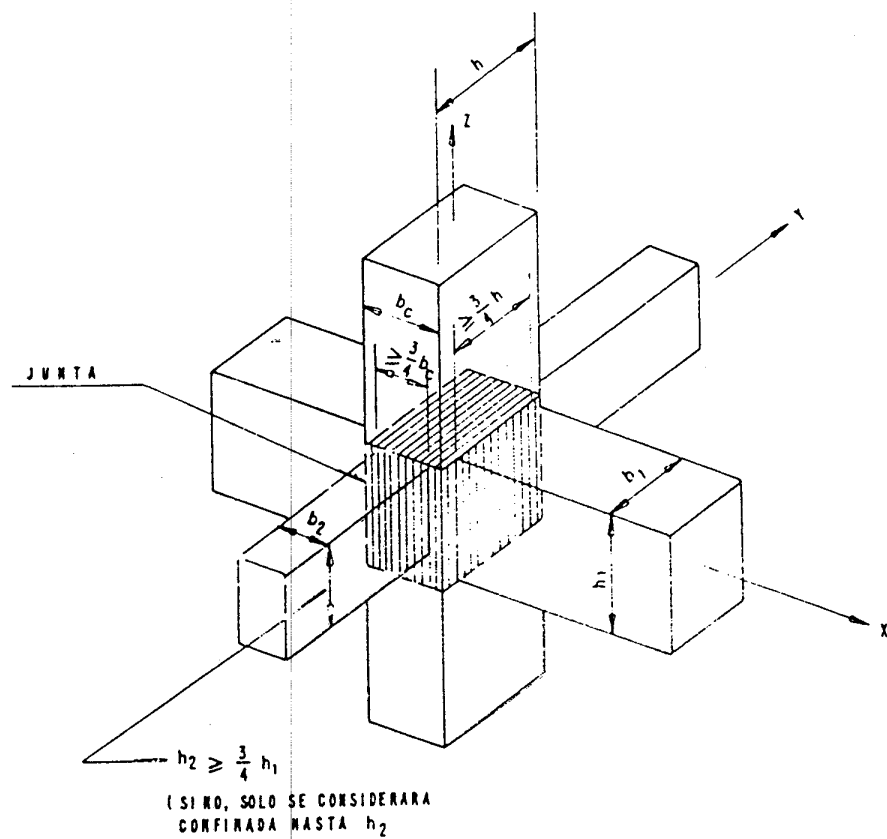
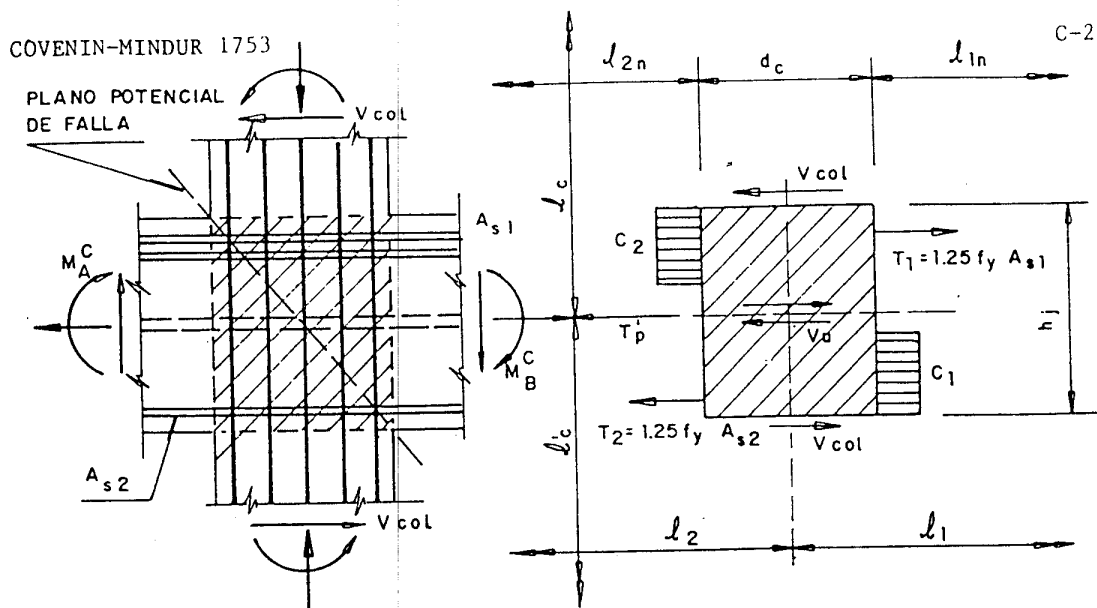
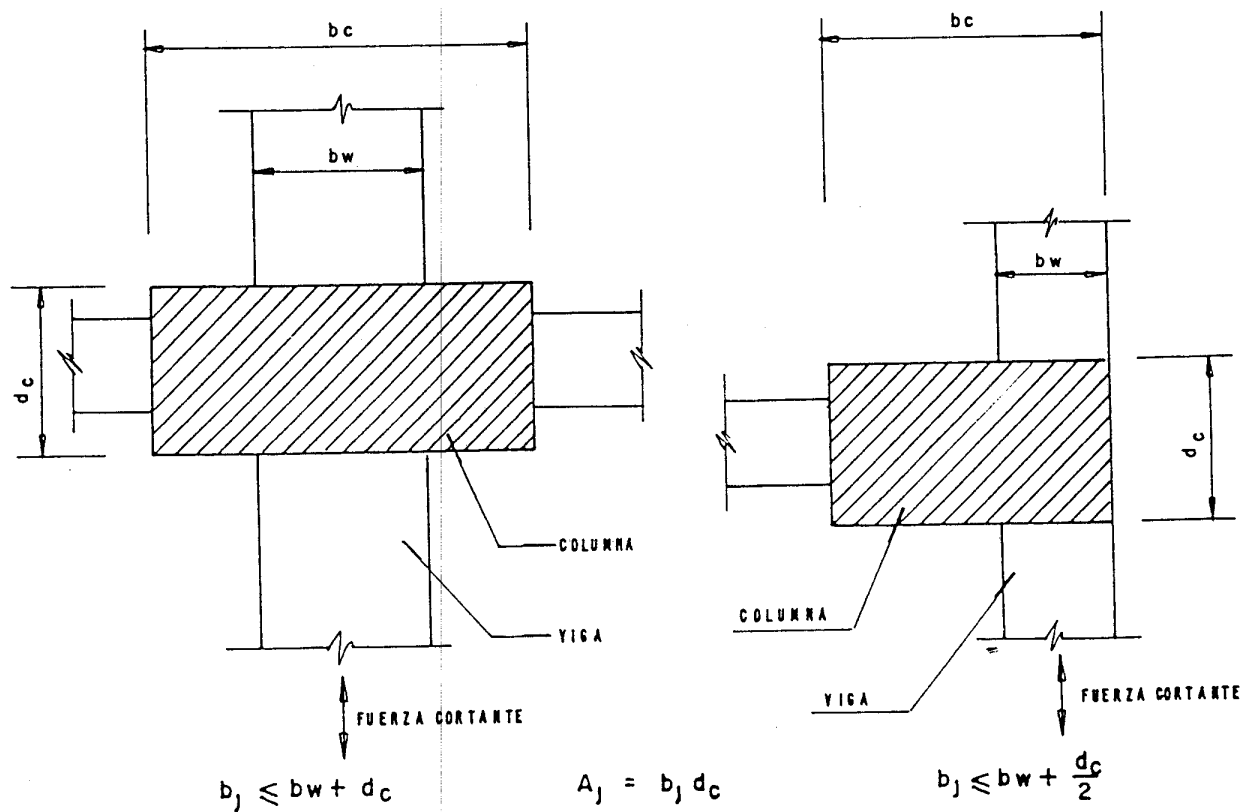


FIGURA C-18.4.2.2 JUNTA CONFINADA

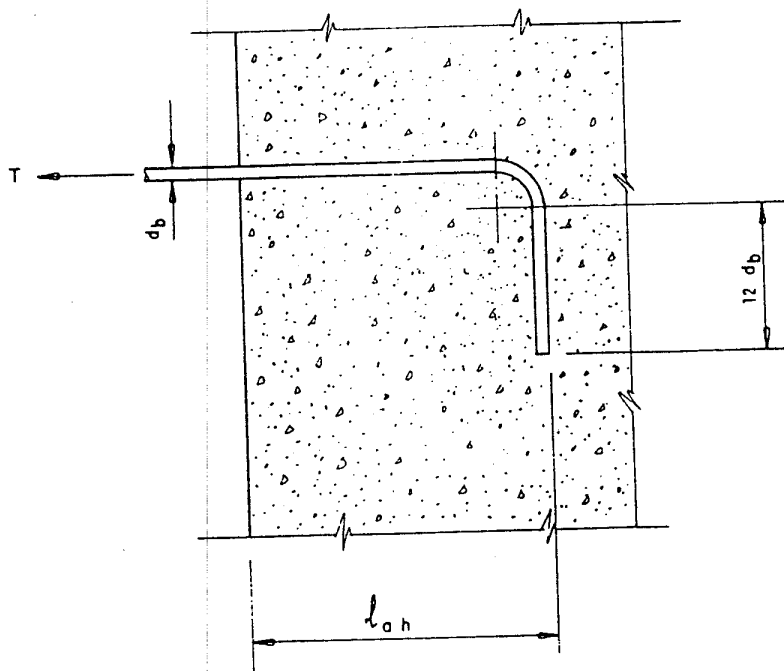


a) Modelo simplificado para el cálculo de la fuerza cortante



b) Determinación del área de una junta viga columna.

FIGURA C-18.4.3 VERIFICACION POR FUERZA CORTANTE DE UNA JUNTA VIGA - COLUMNA (NIVEL DE DISEÑO 3)



NOTA EL GANCHO DEBE QUEDAR EN
UNA ZONA DE CONCRETO CONFINADO

FIGURA C-18.4.4.1 BARRA CON GANCHO ESTANDAR

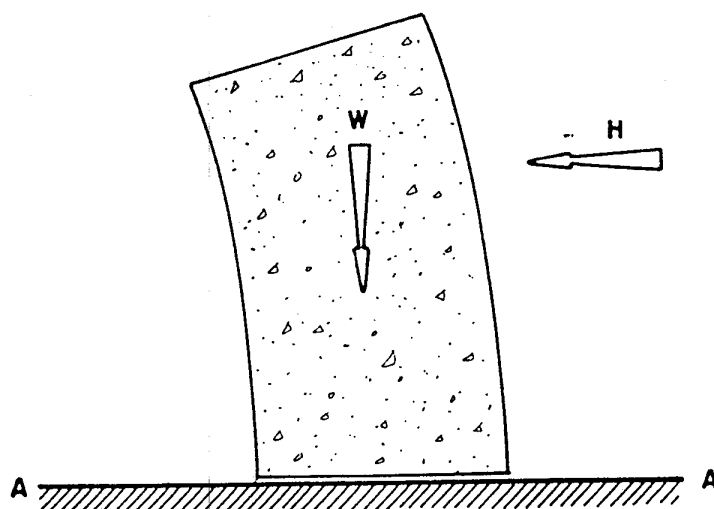


FIGURA C-18.5.1 SOLICITACIONES SOBRE UN MURO ESTRUCTURAL.

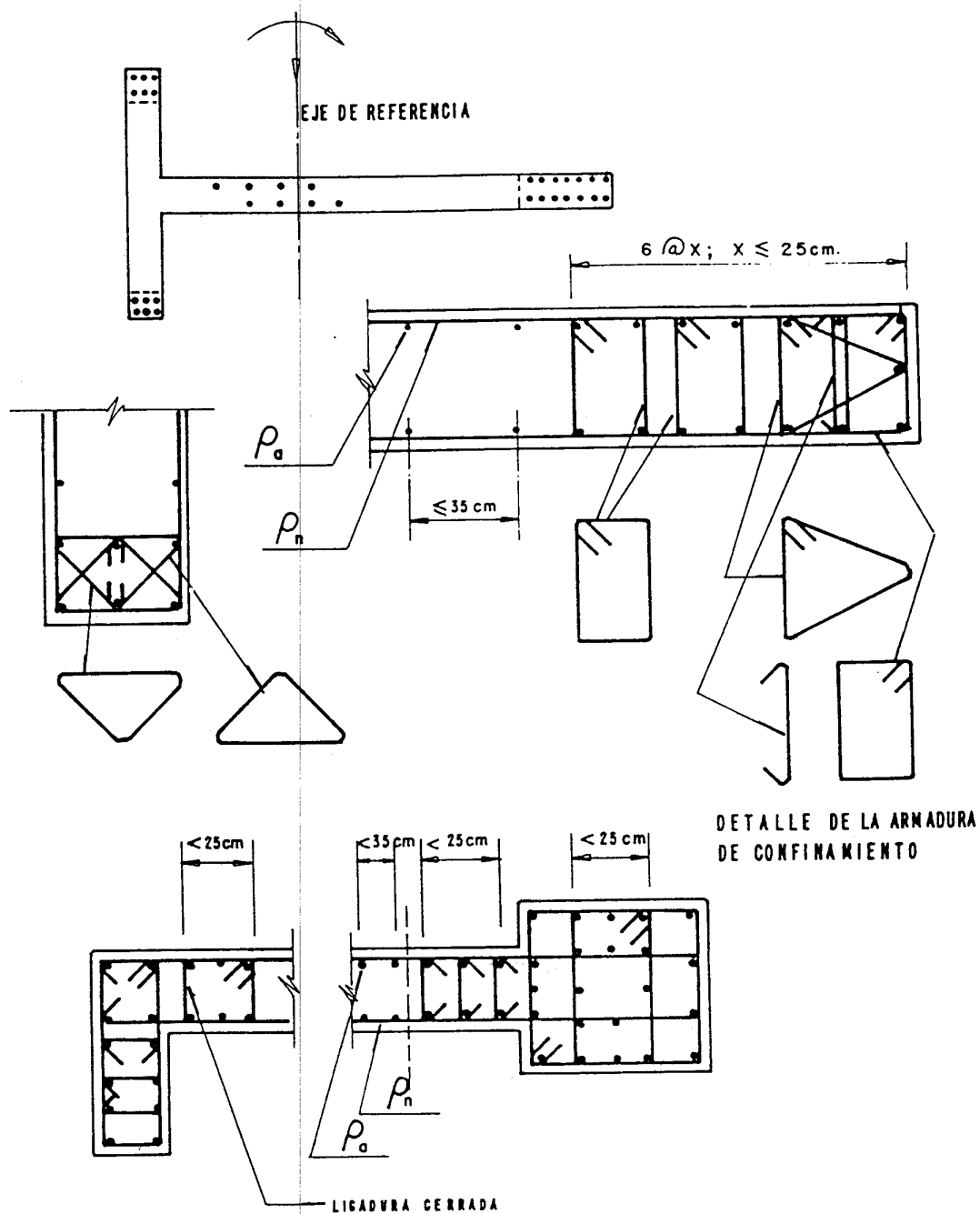


FIGURA C-18.5.2 EJEMPLOS DE LA DISPOSICION DE LA ARMADURA EN UN MURO ESTRUCTURAL (NIVEL DISEÑO 3)

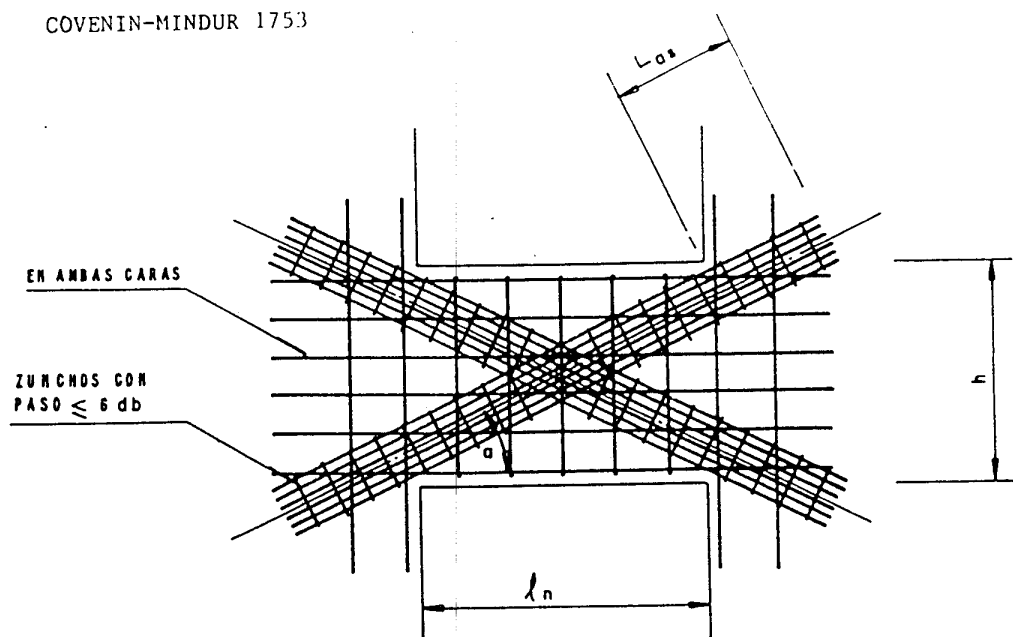


FIGURA C-18.5.5 REFUERZO EN VIGAS DE ACOPLAMIENTO PARA MUROS ESTRUCTURALES

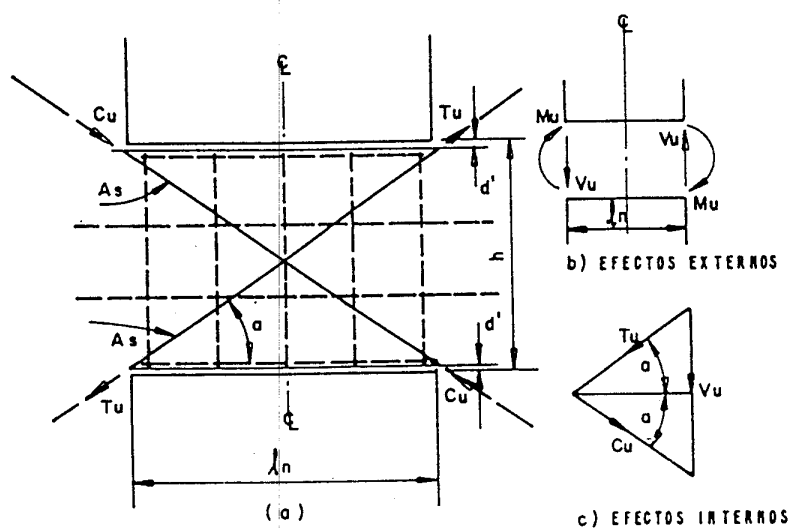


FIGURA C-18.5.5.2 CONSTRUCCION GEOMETRICA DEL REFUERZO DE UNA VIGA DE ACOPLAMIENTO O DINTEL ENTRE MUROS ESTRUCTURALES.

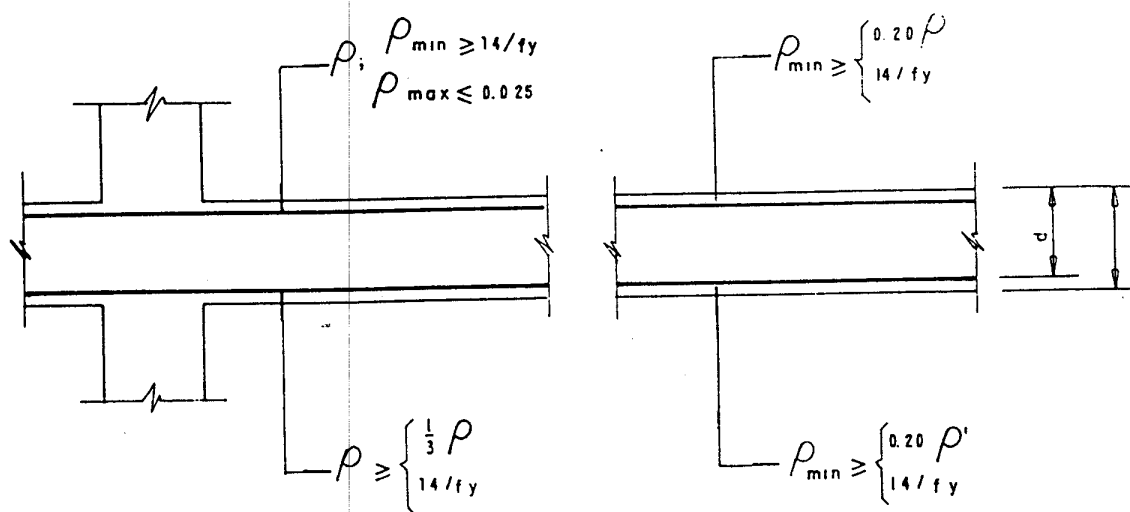
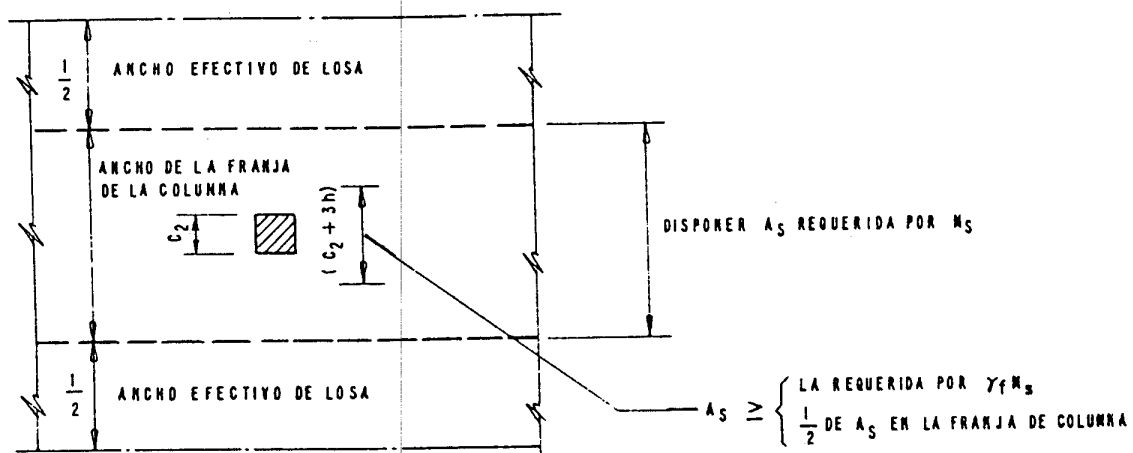


FIGURA C-18.8.2.2 DISPOSICION DE LA ARMADURA LONGITUDINAL EN UNA VIGA CON NIVEL DE DISEÑO 2

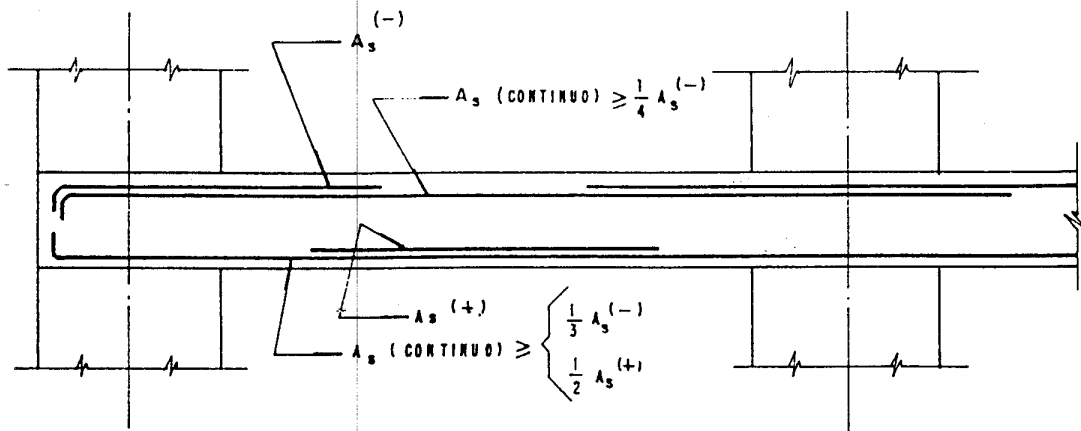


NOTA : 1) ESTE DETALLE APLICA TANTO A LA ARMADURA SUPERIOR
COMO A LA INFERIOR.

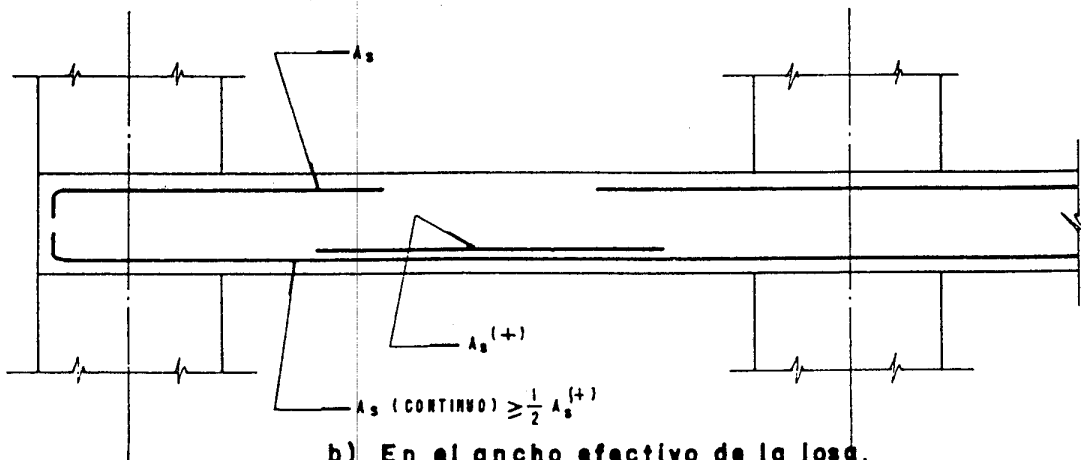
2) h = ESPESOR DE LA LOSA.

FIGURA C-18.8.4.2

a) LOCALIZACION DE ARMADURA
EN LOSAS DE ESTRUCTURAS
CON NIVEL DE DISEÑO 2.



a) En la franja de columna.



b) En el ancho efectivo de la losa.

FIGURA C-18.8.4.2 (b) DISPOSICION DE LA ARMADURA
EN LOSAS DE ESTRUCTURAS
CON NIVEL DE DISEÑO 2

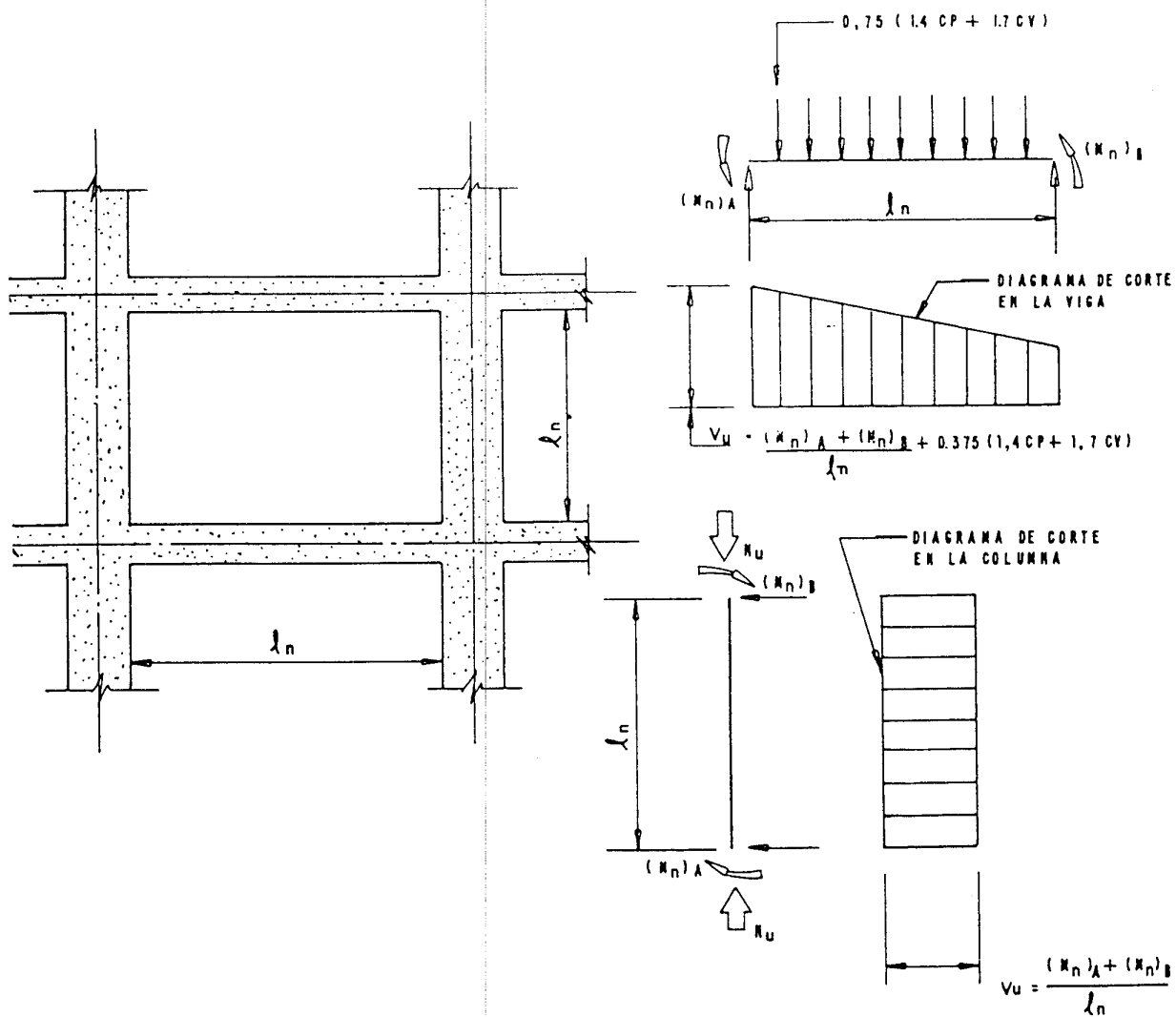


FIGURA C-18.8.5 DETERMINACION DE LA FUERZA -
CORTANTE DE DISEÑO EN MIEMBROS
CON NIVEL DE DISEÑO 2 SEGUN LA
OPCION a

COVENIN
1753 - 87

CATEGORIA
I

COMISION VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES
MINISTERIO DE FOMENTO

Av. Andrés Bello Edif. Torre Fondo Común Pisos 11 y 12

Telf. 575. 41. 11 Fax: 574. 13. 12

CARACAS

publicación de



CDU: 624.016.04

ISBN 980-06-0243-7

RESERVADOS TODOS LOS DERECHOS

Prohibida la reproducción total o parcial, por cualquier medio.