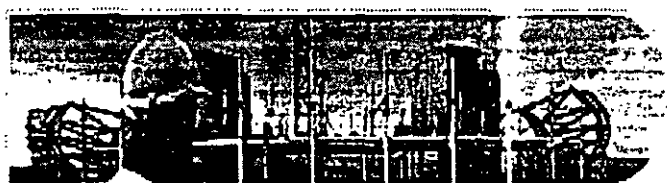




**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



000

... Ingenieria de Civil

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS CA 88

TEMA

**REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL
DISTRITO FEDERAL**

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA
DEL 30 DE MAYO AL 03 DE JUNIO DE 2005
PALACIO DE MINERÍA**



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

NOMBRE : NAVARRO SANTOS JOSE LUIS

MATERIA : DISEÑO ESTRUCTURAL

PROF: ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA

TRABAJO : COMPARACIÓN DE *REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIONES PARA EL
DISTRITO FEDERAL*

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

1993	2004	RESUMEN
Art. 1. Y de las demás disposiciones legales y reglamentarias aplicables en materia de desarrollo urbano, planificación, seguridad, estabilidad e higiene, así como las limitaciones y modalidades que se impongan al uso de los terrenos o de las edificaciones de propiedad pública o privada, en los programas parciales y las declaratorias correspondientes.	Art. 1. No trae el párrafo descrito de la columna del 93.	Nos dice el artículo a la ley y reglamentos que nos debemos basar para edificar, instalar, ampliar, reparación y demolición es la ley de desarrollo urbano del distrito federal.
Art. 2. I. Administración, a la administración pública del distrito federal. IV. Delegación, al órgano-político administrativo de cada una de las demarcaciones territoriales del distrito federal.	Art.2. I. Departamento, al Departamento del Distrito Federal; IV. Reglamento, al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal	Este artículo nos menciona los departamentos que nos debemos basar así como el contenido de algunos conceptos.
Art.3. II. Fijar las restricciones a que deberán sujetarse las edificaciones y los elementos tales como fuentes, esculturas, arcos, columnas, monumentos y similares localizados en zonas de patrimonio artístico y cultural, de acuerdo con la Ley Federal sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas. VIII. Acordar las medidas que fueren procedentes en relación con las edificaciones peligrosas, malsanas o que causen molestias;	Art.3 II. Fijar las restricciones a que deben sujetarse las edificaciones y los elementos tales como fuentes, esculturas, arcos, columnas, monumentos y similares localizados en Áreas de Conservación Patrimonial incluyendo las zonas de monumentos Históricos de acuerdo a la Ley Federal de Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas, la Ley de Salvaguarda del Patrimonio Urbanístico Arquitectónico del Distrito Federal, así como a las Normas de Ordenación de los Programas General y Delegacionales; VIII. Autorizar o negar, de acuerdo con este Reglamento, la ocupación o uso de una instalación, predio o edificación.	Este artículo hace referencia a las restricciones para edificar, así las referentes a los de patrimonio cultural en algunos artículos se adelante pero generalmente casi es lo mismo.

XIII. Ordenar y ejecutar demoliciones de edificaciones en los casos previstos por este Reglamento;	XIII. Imponer las sanciones correspondientes por violaciones a este Reglamento;	
Art. 4 Mismo contenido	Art.4 Mismo contenido	Nos habla de las reformas que pueda hacerse en este reglamento, designado por el gobierno del distrito federal.
Art.5 Mientras que en este articulo nos da una clasificación de edificaciones como escuelas, bomberos, unidades habitacionales, hospitales etc.	Art.5 Las áreas competentes en las Delegaciones para registrar manifestaciones de construcción, expedir licencias de construcción especial, permisos y/o autorizaciones, deben contar con un profesional calificado con registro vigente de Director Responsable de Obra, con objeto de que emita las opiniones especializadas que le sean requeridas.	Aquí nos dice que debemos contar con licencias y con un profesional que emita su opinión.
Art.6 Nos dice que es vía publica es todo espacio de uso común	Art.6 Para efectos de este Reglamento, las edificaciones en el Distrito Federal se clasifican de acuerdo a su uso y destino, según se indica en los Programas General, Delegacionales y/o Parciales	Nos habla de una clasificación de edificaciones y lo podemos encontrar en los programas general.
Art. 7 Los inmuebles que en el plano oficial de un fraccionamiento aprobado por el Departamento aparezcan destinados a vías públicas, al uso común o a algún servicio público se consideraran, por ese solo hecho, como bienes del dominio público del propio Departamento	Art.7 Vía pública es todo espacio de uso común que por disposición de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, se encuentre destinado al libre tránsito, de conformidad con la Ley y reglamentos de la materia, así como todo inmueble que de hecho se destine para ese fin.	Habla de lo que es vía publica por disposición de la secretaria de desarrollo urbano y vivienda.
Art.9 El Departamento no estará obligado a expedir constancia de uso de suelo, alineamiento y numero oficial, licencia de construcción, orden o autorización para instalación de servicios públicos en predios con frente a vías públicas de hecho o aquellas que se presumen como tales, si dichas vías no son de las señaladas oficialmente con ese caracter en el plano oficial.	Art 9 Las dependencias y entidades públicas, así como las personas físicas o morales cuyas actividades de planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de instalaciones y de estructuras que tengan algún efecto en la vía pública, deben presentar a la Secretaría de Obras y Servicios al inicio de cada ejercicio anual sus programas de obras para su revisión y aprobación, en su caso	Habla de las actividades de planeación, construcción operación y mantenimiento no tenga efecto en la vía publica, así su revisión y aprobación.

Art.10 Este articulo viene siendo el 9 que viene para el 2004	Art.10 Se requiere de autorizacion de la Administracion para - I Realizar obras modificaciones o reparaciones en la via publica; - II Ocupar la via publica con instalaciones de servicio publico, comercios, semifijos, construcciones provisionales o mobiliario urbano, - III Romper el pavimento o hacer cortes en las banquetas y guarniciones de la via publica para la ejecucion de obras publicas o privadas. - IV Construir instalaciones subterranas o aereas en la via publica	Se podrá una autorización para las obras anteriores, señalando en cada caso las condiciones bajo las cuales se conceda, los medios de proteccion que deberán tomarse, las acciones de restitución y mejoramiento de las áreas verdes y zonas arboladas afectadas, y los horarios en que deban efectuarse
Art.11 Este articulo viene siendo el 10 que viene para el 2004	Art.11 No se autorizara el uso de la via pública en los siguientes casos - I Para aumentar el area de un predio o de una construccion, - II, Para obras destinadas a actividades o fines que ocasionen molestias a los vecinos tales como la produccion de polvos, humos, malos olores, gases, ruidos y luces intensas - III Para conducir liquidos por su superficie, - IV Para depositos de basura y otros desechos, salvo autorización expresa de la Autoridad con base en lo establecido en la Ley de Residuos Sólidos del Distrito Federal y en las Normas Ambientales aplicables Entre otros incisos	Nos menciona cuando no se autorizará el uso de la vía publica.
Art.12 Este articulo viene siendo el 11 que viene para el 2004	Art.12 Los permisos, licencias de construccion especial o autorizaciones que la Administracion otorgue para la ocupación, uso y aprovechamiento de la via pública o cualesquiera otro bien de uso comun o destinado a un servicio publico, no crean ningún derecho real o posesorio.	Habla del permiso que debe pedirse para uso de la vía pública.

Art.13 Este articulo viene siendo el 12 que viene para el 2004	Art.13 Toda persona física o moral que ocupe con obras o instalaciones la vía pública, esta obligada a retirarlas por su cuenta cuando la Administración lo requiera, así como a mantener las señales viales y cualesquiera otras necesarias para evitar accidentes	Si se otorga permiso para el uso de la vía publica pero es por cierto tiempo que la administración lo autorice.
Art.14 Este articulo viene siendo el 13 que viene para el 2004	Art 14 en casos de fuerza mayor, las empresas concesionarias para prestar servicios publicos pueden ejecutar las obras de emergencia que se requieran, estando obligadas a dar aviso de inmediato y solicitar la autorizacion correspondiente a la Administración, en un plazo no mayor de tres días, a partir de aquel en que se inicien dichas obras.	Nos dice cuando las empresas puedan prestar servicios públicos para ejecutar obras de emergencia.
Art15 Este articulo viene siendo el 14 que viene para el 2004	Art15 La Administración dictará las medidas administrativas necesarias para mantener o recuperar la posesión de la via pública y demás bienes de uso común o destinados a un servicio público por la propia Administración, así como para remover cualquier obstáculo, de acuerdo con la legislación vigente.	Nos dice como la autoridad puede recuperar la posesión en vía pública y demás bienes de uso común
Art.16 Este articulo viene siendo el 15 que viene para el 2004	Art.16 El que ocupe sin autorización la via pública con construcciones o instalaciones superficiales, aéreas o subterráneas está obligado a retirarlas o a demolerlas, de no hacerlo, la Administración las llevará a cabo con cargo al propietario o poseedor.	Los que ocupen la vía pública sin permiso de la autoridad, esta obligado a retirarlas o a demolerlas.
Art.17 Este articulo viene siendo el 16 que viene para el 2004	Art. 17. - La Administración establecera las restricciones para la ejecución de rampas en guarniciones y banquetas para la entrada de vehiculos, así como las características, normas y tipos para las rampas de servicio a personas con discapacidad y ordenará el uso de rampas móviles cuando corresponda.	Las restricciones que se pone para rampas en guarniciones y banquetas para la entrada de vehiculos así como sus características, normas y tipos.

Art.18 Este artículo viene siendo el 17 que viene para el 2004	Art.18 Las obras para la instalación, mantenimiento o retiro de ductos para la conducción de toda clase de fluidos, de la vía pública y espacios de uso común del dominio del Distrito Federal, se sujetan a las siguientes disposiciones: I. Previo a la expedición de la licencia de construcción - II Deben contar con las autorizaciones federales correspondientes.	Hace referencia para la instalación, mantenimiento o retiro de ductos para la conducción de toda clase de fluidos, de la vía pública y espacios de uso común.
Art.19 Las instalaciones subterráneas para los servicios públicos de teléfonos, alumbrado, semáforos, energía eléctrica, gas, agua, drenaje y cualesquiera otras, deberán localizarse a lo largo de aceras o camellones. Cuando se localicen en las aceras, deberán distar por lo menos cincuenta centímetros del alineamiento oficial.	Art 19 Las instalaciones aéreas en la vía pública que estén sostenidas por estructuras o postes colocados para ese efecto deben satisfacer, las siguientes disposiciones I. Los cables de retenidas y las ménsulas, las alcayatas, así como cualquier otro apoyo para el ascenso a las estructuras, postes o a las instalaciones, deben colocarse a no menos de 2.50 m de altura sobre el nivel de banqueteta, y II. Las estructuras, postes e instalaciones deben ser identificadas por sus propietarios con una señal que apruebe la Secretaría de Obras y Servicios	. Los cables de retenidas y las ménsulas, las alcayatas, así como cualquier otro apoyo para el ascenso a las estructuras, postes o a las instalaciones, deben colocarse a no menos de 2.50 m de altura sobre el nivel de banqueteta
Art.20 Todas las instalaciones aéreas en la vía pública, que estén sostenidas sobre postes colocados para ese efecto, deberán cumplir con las Normas Técnicas Complementarias de Instalaciones que fije el Departamento.	Art. 20 La Administración podrá ordenar el retiro o cambio de lugar de estructuras, postes o instalaciones por cuenta de sus propietarios o poseedores, por razones de seguridad o porque se modifique el ancho de las banquetas o se ejecute cualquier obra en la vía pública que lo requiera y establecerá el plazo para tal efecto.	Hay una gran diferencia entre el artículo 20 del 93 sin embargo es muy parecido al Art. 19 del 2004 con algunos incisos que especifica lo que quiere decir.

Art. 21 Los cables de retenidas y las ménsulas, las alcayatas, así como cualquier otro apoyo para el ascenso a los postes o a las instalaciones, deberán colocarse a no menos de dos metros cincuenta centímetros de altura sobre el nivel de la acera.	Art.21 La Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda establecerá la nomenclatura oficial para la denominación de la vía pública, parques, jardines, plazas y predios en el Distrito Federal. Las placas de nomenclatura constituyen mobiliario urbano, por lo que se rigen por el reglamento de la materia.	Hay una gran diferencia uno habla de cables para postes y otras cosas que se utilizan mientras que el 2004 habla de la Denominación de la vía pública, parques, jardines, plazas y predios en el Distrito Federal.
Art.22 Los postes y las instalaciones deberán ser identificados por sus propietarios con una señal que apruebe el Departamento.	Art. 22 La Delegación, previa solicitud del propietario o poseedor, asignará para cada predio que tenga frente a la vía pública, un sólo número oficial que debe colocarse en la parte visible de la entrada de cada predio y ser claramente legible a una distancia mínima de 20 m	El artículo 22 del 93 esta contenida en el artículo 19 para el 2004 en el inciso II hace referencia a este artículo.
Art.23 Los propietarios de postes o instalaciones colocados en la vía pública, están obligados a conservarlos en buenas condiciones de servicio y a retirarlos cuando dejen de cumplir su función.	Art.23 La Delegación podrá ordenar el cambio del número oficial para lo cual lo notificará al propietario o poseedor, quedando éste obligado a colocar el nuevo número en el plazo que se le fije, pudiendo conservar el anterior 90 días naturales más. La Delegación notificará dicho cambio al Servicio Postal Mexicano, a la Tesorería del Distrito.	El artículo 23 para el 93 esta contenida en los artículos anteriores para el 2004 mientras que para este año hace referencia a cambio de numero oficial.
Art.24 El Departamento podrá ordenar el retiro o cambio de lugar de postes o instalaciones por cuenta de sus propietarios, por razones de seguridad o porque se modifique la anchura de las aceras o se ejecute cualquier obra en la vía pública que lo requiera.	Art.24 alineamiento es la traza sobre el terreno que limita el predio respectivo con la vía pública en uso o con la futura vía pública, determinada en los planos y proyectos debidamente aprobados. El alineamiento contendrá las afectaciones y las restricciones de carácter urbano que señale la Ley y su Reglamento.	Uno se refiere al retiro de postes con cargo a los dueños para el 93 mientras para el 2004 habla sobre el alineamiento es la traza sobre el terreno que limita el predio respectivo con la vía pública en uso o con la futura vía pública.

Art.25 El Departamento establecerá la nomenclatura oficial para la denominación de las vías públicas, parques, jardines y plazas y predios en el Distrito Federal.	Art.25 Las Delegaciones expedirán a solicitud del propietario o poseedor, constancias de alineamiento y número oficial que tendrán una vigencia de dos años contados a partir del día siguiente de su expedición.	Para el 2004 habla sobre las constancias de alineamiento y numero oficial, mientras que para el 93 habla de la nomenclatura oficial para la denominación de las vías publicas.
Art.26 El Departamento, previa solicitud, señalará para cada predio que tenga frente a la vía pública un solo número oficial, que corresponderá a la entrada del mismo.	Art.26 Los proyectos para edificaciones que contengan dos o más de los usos a que se refiere este Reglamento se sujetarán en cada una de sus partes a las disposiciones y normas que establezcan los Programas General, Delegacionales y/o Parciales que correspondan	El 93 habla de que cada predio tenga su numero oficial mientras que para el 2004 habla de las edificaciones que contengan dos o más usos.
Art.27 El número oficial deberá colocarse en parte visible de la entrada de cada predio, y deberá ser claramente legible a un mínimo de veinte metros de distancia.	Art.27 Administración hará constar en los permisos, licencias de construcción especial, autorizaciones, constancias de alineamiento, número oficial y certificados que expida, las restricciones para la construcción o para el uso de suelo de los bienes inmuebles, deben respetar las restricciones establecidas.	El del 93 nos dice que el numero debe estar en un lugar visible de la entrada del predio. Mientras que para el 2004 dice que la Administración hará constar en los permisos, licencias de construcción especial, autorizaciones, constancias de alineamiento, número oficial y certificados que expida, las restricciones para la construcción o para el uso de suelo de los bienes inmuebles.
Art.28 El Departamento podrá ordenar el cambio del número oficial para lo cual lo notificará al propietario, quedando éste obligado a colocar el nuevo número en el plazo que se le fije, pudiendo conservar el anterior noventa días naturales mas.	Art.28 podrán ejecutarse nuevas construcciones, obras o instalaciones de cualquier naturaleza, en los monumentos o en las zonas de monumentos a que se refiere la Ley Federal de Monumentos y Zonas Arqueológicas.	El del año 93 dice que el departamento podrá ordenar el cambio del numero oficial, mientras que el del 2004 dice que podrán ejecutarse nuevas construcciones en los monumentos y zonas arqueologías.
Art.29 El alineamiento oficial es la traza sobre el terreno que limita el predio respectivo con la vía pública en uso o con la futura vía pública, determinada en los planos y proyectos debidamente aprobados	Art.29 Las áreas adyacentes a los aeropuertos serán fijadas por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes y en ellas regirán las limitaciones de altura, uso, destino, densidad e intensidad de las edificaciones que fije el Programa, previo dictamen de la mencionada Secretaria	Mientras que para el 2004 este articulo esta contenida en el 24 para el 93 esta en el 29 y no tiene nada de similar.

Art.30 Derogado.	Art.30 La Administración determinará las zonas de protección necesarias en los servicios subterráneos tales como viaductos, pasos a desnivel inferior e instalaciones similares, dentro de cuyos límites solamente podrán realizarse excavaciones, cimentaciones, demoliciones y otras obras previa autorización especial de la Administración.	Nos habla que la administración determinara las zonas de protección en los servicios subterráneos.
Art.31 Las Delegaciones expedirán a solicitud del propietario o poseedor, constancia de alineamiento y número oficial que tendrán una vigencia de un año contando a partir del día siguiente de su expedición	Art.31 las determinaciones del Programa modificaran el alineamiento oficial de un predio, el propietario o poseedor no podrá efectuar obra nueva o ampliación a las edificaciones existentes que se contrapongan a las nuevas disposiciones, salvo en casos especiales y previa autorización expresa de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda.	En el 93 hace referencia a la constancia de alinamiento, mientras que para el 2004 el propietario o poseedor no podrá efectuar obra nueva o ampliación a las edificaciones existentes que se contrapongan a las nuevas disposiciones
Art.32 Los proyectos para edificios que contengan dos o más de los usos a que se refiere este Reglamento, se sujetarán en cada una de sus partes a las disposiciones y normas que establezcan los Programas Parciales correspondientes	Art.32 Director Responsable de Obra es la persona física auxiliar de la Administración, con autorización y registro de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, que se hace responsable de la observancia de la Ley, de este Reglamento y demás disposiciones aplicables, en el acto en que otorga su responsiva relativa al ámbito de su intervención profesional.	Mientras que para el 93 este articulo se encuentra en otro articulo para el 2004 mientras que para este año hace referencia a la persona responsable de la obra.
Art.33 El Departamento tendrá la facultad de fijar las distintas zonas en las que, por razones de planificación urbana se divida el Distrito Federal y determinará el uso al que podrán destinarse los predios, así como el tipo, clase, altura e intensidad de las construcciones.	Art.33 Para obtener el registro de Director Responsable de Obra, se deben: I. Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones: Arquitecto, Ingeniero Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor Militar o Ingeniero Municipal; II. Acreditar ante la Comisión, que conoce la Ley y su Reglamento, III. Acreditar como mínimo cinco años de experiencia en la construcción de obras	Para el 2004 hace referencia el registro de director responsable de la obra y nos dan una serie de requisitos, mientras que para el 93 dice de las zonas que podrán destinarse para predios.

Art.34 El Departamento establecerá en los Programas Parciales las restricciones que juzgue necesarias para la construcción o para uso de los bienes inmuebles ya sea en forma general, en fraccionamientos, en lugares o en predios específicos, y las hará constar en los permisos, licencias o constancias de alineamiento o zonificación que expida	Art.34 Se entiende que un Director Responsable de Obra otorga su responsiva cuando, con ese carácter I. Suscriba una manifestación de construcción o una solicitud de licencia de construcción especial; - II Tome a su cargo la supervisión de la ejecución de una edificación y/o instalación, aceptando la responsabilidad de la misma; III. Suscriba un dictamen de estabilidad o seguridad estructural de una edificación o instalación;	En el 93 nos dice las restricciones para la construcción o para uso de los bienes inmuebles. Para el 2004 el director responsable de obra otorga una responsiva para construcción especial entre otros casos.
Art.35 En los monumentos o en las zonas de monumentos a que se refiere la Ley Federal de Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticos e Históricas, o en aquellas que hayan sido determinadas como de preservación del patrimonio cultural por el Programa, de acuerdo con el catálogo debidamente publicado por el DDF y sus Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación del Patrimonio Histórico, no podrán ejecutarse nuevas construcciones	Art.35 el ejercicio de su función, el Director Responsable de Obra tiene las siguientes obligaciones. - I Suscribir y presentar ante la autoridad una manifestación de construcción o una solicitud de licencia de construcción especial. - II Dirigir y vigilar la obra asegurándose de que tanto el proyecto, como la ejecución de la misma, cumplan con lo establecido en los ordenamientos Entre otros incisos	Para el 93 en los monumentos históricos no está permitido ejecutarse nuevas construcciones, mientras que para el 2004 nos dice las obligaciones del director responsable.
Art.36 Las áreas adyacentes de los aeródromos serán fijadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y en ellas regirán las limitaciones de altura, uso, destino, densidad e intensidad de las construcciones que fije el Programa, previo dictamen de la mencionada Secretaría.	Art.36 No requiere responsiva de los Corresponsables para obtener el registro de manifestación de construcción o la licencia de construcción especial a que se refieren los artículos 53 y 58 de este Reglamento en los siguientes casos - I Corresponsable en Seguridad Estructural, para a) Las obras de los grupos A y B1 del artículo 139 de este Reglamento y b) Las edificaciones ubicadas en zonas del Patrimonio Histórico Artístico y Arqueológico de la Federación o en áreas de conservación patrimonial del Distrito Federal	En 93 este artículo se vio para el 2004 en otra sección de los pasos a desnivel, mientras para este año habla de las responsabilidades para construcciones especiales.

Art.37 El Departamento determinará las zonas de protección a lo largo de los servicios subterráneos tales como viaductos, pasos a desnivel inferior e instalaciones similares, dentro de cuyos límites solamente podrán realizarse excavaciones, cimentaciones, demoliciones y otras obras previa autorización especial del Departamento.	Art.37 Para obtener el registro como Corresponsable se requiere: I. Acreditar que posee cedula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones: a) Para Seguridad Estructural Ingeniero Civil, Ingeniero Arquitecto o Ingeniero Constructor Militar; b) Para Diseño Urbano Arquitectónico, Arquitecto Ingeniero Arquitecto o Ingeniero Municipal, c) Para Instalaciones Ingeniero Mecánico Electricista, Ingeniero Mecánico o Ingeniero Electricista. Se podrá obtener otra corresponsabilidad distinta a las asignadas de las profesiones mencionadas, siempre y cuando el solicitante apruebe, ante la Comisión, una evaluación de conocimientos afines a la corresponsabilidad que aspire:	Para el 2004 habla del corresponsable para ser este tiene una serie de requisitos de los cuales solo se apuntan algunos. Mientras para el 93 hace referencia a los pasos a desnivel y cuyos límites se podrán hacer excavaciones.
Art.38 Si las determinaciones del programa modificaran el alineamiento oficial de un predio, el propietario o poseedor no podrá efectuar obras nuevas o modificaciones a las construcciones existentes que se contrapongan a las nuevas disposiciones, salvo en casos especiales y previa autorización expresa del Departamento.	Art.38 Los Corresponsables otorgaran su responsiva en los siguientes casos I. El Corresponsable en Seguridad Estructural, cuando a) Suscriba conjuntamente con el Director Responsable de Obra una manifestacion de construccion o una solicitud de licencia de construccion especial, b) Suscriba los planos del proyecto estructural, la memoria de diseño de la cimentacion y la estructura, c) Suscriba los procedimientos de construccion de las obras y los resultados de las pruebas de control de calidad de los materiales empleados, d) Suscriba un dictamen tecnico de estabilidad o de seguridad estructural de una edificacion o instalacion e) Suscriba una constancia de seguridad estructural	Para el 2004 nos menciona cuando los corresponsables otorgan una responsiva y para el 93 nos habla de los alineamientos oficial de un predio.

Art.39 Director Responsable de Obra, es la persona fisica que se hace responsable de la observancia de este Reglamento en las obras para las que otorgue su responsiva	Art.39 Para el ejercicio de su función, los Corresponsables tienen las siguientes obligaciones I. El Corresponsable en Seguridad Estructural a) Suscribir, conjuntamente con el Director Responsable de Obra, la manifestación de construcción o la solicitud de licencia de construcción especial cuando se trate de obras clasificadas como grupos A y B1, previstas en el artículo 139 de este Reglamento; b) Verificar que en el proyecto de la cimentación y de la superestructura, se hayan realizado los estudios del suelo y de las construcciones colindantes, con objeto de constatar que el proyecto cumple con las características de seguridad necesarias, establecidas en el Título Sexto de este Reglamento.	Para el 2004 nos dice las obligaciones que tiene los corresponsables mientras para el 93 nos habla del director responsable de la obra que ya lo habíamos visto en artículos anteriores.
Art.40 Para los efectos de este Reglamento, se entiende que un Director Responsable de Obra otorga su responsiva	Art.40 Las funciones del Director Responsable de Obra y Corresponsables, en las obras y casos para los que hayan otorgado su responsiva se terminarán: I Cuando ocurra cambio, suspensión o retiro del Director Responsable de Obra y/o Corresponsables en la obra correspondiente	Del 2004 nos habla de las funciones del director responsable de la obra y corresponsables de la obra, mientras para el 93 nos dice cuando el director responsable de la obra otorga su responsiva que ya habíamos visto en el 2004 en los artículos anteriores.
Art 41 construcción no requerirá de responsiva de Director Responsable de Obra, cuando se trate de las siguientes obras I. Reparación, modificación o cambio de techos de azotea o entrepisos, cuando en la reparación se emplee el mismo tipo de construcción. II. Construcción de bardas interiores o exteriores con altura máxima de dos metros cincuenta centímetros;	Art.41 los efectos del presente Reglamento, la responsabilidad de carácter administrativo de los Directores Responsables de Obra y de los Corresponsables termina a los diez años contados a partir de I. La fecha en que se expida la autorización de uso y ocupación a que se refiere el artículo 70 de este Reglamento, o III La fecha en que formalmente hayan terminado su responsiva, según se establece en la fracción I del artículo 40 anterior;	Para el 2004 los directores de la obra y los corresponsables de la obra después de 10 años, mientras que para el 93 este artículo ya lo habíamos visto en artículos anteriores del 2004.

Art.42 Para obtener el registro como Director Responsable de Obra, se deberán satisfacer los siguientes requisitos I Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones. Arquitecto, Ingeniero Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor Militar o Ingeniero Municipal, Ingeniero Mecánico, Ingeniero Mecánico Electricista	Art.42 La Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda aplicará sanciones a los Directores Responsables de Obra y/o Corresponsables. I Amonestación por escrito al Director Responsable de Obra o a los Corresponsables, según sea el caso, cuando infrinjan el presente Reglamento, sin causar situaciones que pongan en peligro la vida de las personas y/o los bienes, independientemente de la reparación del daño, así como de la responsabilidad derivada de procesos de índole civil o penal.	Para el 2004 nos dice en que casos los directores responsables y los corresponsables se hacen acreedores de una sanción y nos menciona en algunos incisos mientras para el 93 nos dice como obtener el registro como director responsable de obra y satisfacer algunos requisitos.
Art.43 Son obligaciones del Director Responsable de Obra	Art.43 La Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables es el Órgano Colegiado al que se refiere el tercer párrafo del artículo 92 de la	Nos dice los directores responsables de obra y corresponsable es el órgano colegiado.
Art.44 Corresponsable es la persona física con los conocimientos técnicos adecuados para responder en forma solidaria con el Director Responsable de Obra, en todos los aspectos de las obras en las que otorgue su responsiva, relativos a la seguridad estructural, diseño urbano y arquitectónico e instalaciones, según sea el caso	Art.44 La Comisión se integra por: I. El Secretario de Obras y Servicios, quien la presidirá, y el Secretario de Desarrollo Urbano y Vivienda quien fungirá como Secretario Técnico, y II. Un representante de cada uno de los Colegios de Profesionales y Camaras siguientes, a invitación del Presidente de la Comisión: a) Colegio de Arquitectos de la Ciudad de México, b) Colegio de Ingenieros Civiles de México,	Para el 93 nos habla de los corresponsables que ya habíamos visto anteriormente en el 2004 mientras que para este nos dice como esta integrada la comisión.
Art.45 Los Corresponsables otorgarán su responsiva en los siguientes casos.	Art 45 Comisión tiene las siguientes atribuciones I. Constatar que los aspirantes a obtener el registro de Director Responsable de Obra o Corresponsable cumplan con los requisitos establecidos en los artículos 33 y 37 de este Reglamento II. Admitir con el carácter de Directores Responsables de Obras o Corresponsables, a las personas físicas que hayan cumplido con los requisitos señalados en la fracción anterior	Para el 2004 nos dice cuales son las atribuciones de la comisión mientras para el 93 cuando los corresponsables otorgaran una responsiva.

Art.46 Para obtener o refrendar el registro como Corresponsable, se requiere: I. Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones: Para Seguridad Estructural, Diseño Urbano y Arquitectónico: Arquitecto, Ingeniero Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor Militar o Ingeniero Municipal.	Art.46 Dichos Comités quedarán integrados de la siguiente forma: I. Un Comité Técnico de Directores Responsables de Obra, por dos especialistas en diseño y construcción de cimentaciones y estructuras, dos en diseño urbano y arquitectónico; dos en instalaciones; II. Tres Comités Técnicos de Corresponsables, uno por cada una de las siguientes disciplinas, seguridad estructural, diseño urbano y arquitectónico, e instalaciones. Se formará cada cual con seis profesionales especialistas en la correspondiente disciplina;	El del 93 nos dice de cómo refrendar el registro como corresponsable, mientras que para el 2004 habla de cómo deben estar integrados los comités.
Art.47 Son obligaciones de los Corresponsables I. Del Corresponsable en Seguridad Estructural a) Suscribir, conjuntamente con el Director Responsable de Obra, la solicitud de licencia, cuando se trate de obras clasificadas como tipos A y B1, previstas en el artículo	Art.47 Para construir, ampliar, reparar o modificar una obra o instalación de las señaladas en el artículo 51 de este Reglamento, previo al inicio de los trabajos debe registrar la manifestación de construcción correspondiente, conforme a lo dispuesto en el presente Capítulo. No procede el registro de manifestación de construcción cuando el predio o inmueble se localice en suelo de conservación.	Para el 93 nos menciona las obligaciones de los corresponsables que ya lo habíamos visto para el 2004, mientras para este año nos habla del director de obra y los corresponsables tienen la obligación de avisar cuando hagan una obra.
Art.48 Se crea la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsales, la cual se integrará por: I. Dos representantes del Departamento, designados por el titular de esa dependencia, uno de los cuales presidirá la Comisión y tendrá voto de calidad en caso de empate, y	Art.48 Para registrar la manifestación de construcción de una obra o instalación, el interesado debe presentar en el formato correspondiente y ante la autoridad competente la declaración bajo protesta de decir verdad de cumplir con este Reglamento y demás disposiciones aplicables	Mientras para el 93 apenas se crea la comisión, para el 2004 se registra la manifestación de una obra o instalación.

Art.49 La Comisión tendrá las siguientes atribuciones: I. Verificar que los aspirantes a obtener o refrendar el Registro como Director Responsable de Obra o Corresponsable, cumplan con los requisitos establecidos en los artículos 42 y 46 de este Reglamento	Art.49 En el caso de las zonas arboladas que la obra pueda afectar, la Delegación establecerá las condiciones mediante las cuales se llevará a cabo la reposición de los árboles afectados con base en las disposiciones que al efecto expida la Secretaría del Medio Ambiente.	Para el 93 nos menciona las atribuciones que tendrá la comisión, en el caso del 2004 nos menciona si la obra pudiese afectar una zona arbolada y como reponer esa zona.
Art.50 El Departamento tendrá derecho de veto en la designación de los miembros de los Comités. Dichos comités quedarán integrados I. El Comité Técnico de Directores Responsables de Obra, por tres especialistas en diseño y construcción de cimentaciones y estructuras; tres en diseño urbano y arquitectónico y tres en instalaciones	Art.50.- Registrada la manifestación de construcción la autoridad revisará los datos y documentos ingresados y verificará el desarrollo de los trabajos, en los términos establecidos en el Reglamento de Verificación Administrativa para el Distrito Federal	Para el 93 nos menciona como quedara integrado la comisión, mientras para el 2004 nos dice que debemos registrar la manifestación de construcción para saber si fue aceptada o no.
Art.51 Las funciones y responsabilidades del Director Responsable de Obra y de los Corresponsables, por cuanto a su terminación, se sujetaran a lo siguiente. I Las funciones del Director Responsable de Obra y Corresponsables, en aquellas obras para las que hayan dado su responsiva, terminarán	Art.51.- Las modalidades de manifestación de construcción son las siguientes: I. Manifestación de construcción tipo A; II. Manifestación de construcción tipo B. III. Manifestación de construcción tipo C.	Mientras para el 93 nos habla de las funciones de los directores de obra y corresponsables, para el 2004 nos habla de la modalidad de manifestación de construcción que son de tres tipos.
Art.52 El Departamento, previa opinión de la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables, podrá determinar la suspensión de los efectos de su registro a un Director Responsable de Obra o Corresponsable en cualesquiera de los siguientes casos	Art.52 La manifestación de construcción tipo A se presentará en la Delegación donde se localice la obra en el formato que establezca la Administración suscrita por el propietario o poseedor y debe contar con lo siguiente I. Nombre y domicilio del propietario o poseedor, así como la ubicación del predio donde se pretenda construir; II. Constancia de alineamiento y número oficial vigente con excepción de los incisos e) y f) de la fracción I del artículo 51 del presente Reglamento. III. Comprobantes de pago de los derechos respectivos;	Para el 93 nos habla de cuando se suspenda el registro del director responsable o corresponsables de la obra por los cosas que menciona la ley mientras para el 2004 nos dice de la manifestación de construcción de tipo A y nos pide la autoridad una serie de requisitos.

Art.53 La licencia de uso del suelo será necesaria en los casos a que se refiere la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal y su Reglamento	Art.53 Para las manifestaciones de construcción tipos B y C, se deben cumplir los siguientes requisitos: I. El nombre, denominación o razón social del o de los interesados, domicilio para oír y recibir notificaciones; ubicación y superficie del predio de que se trate; nombre, número de registro y domicilio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del o de los Corresponsables, acompañada de los siguientes documentos	Para el 93 nos menciona la licencia de uso del suelo, mientras para el 2004 nos menciona la manifestación de construcciones tipo B y C y que deben cumplir con algunos requisitos.
Art.54 La licencia de construcción es el documento que expide la Delegación por medio del cual se autoriza, según el caso, a construir, ampliar, modificar, reparar o demoler una edificación o instalación, o a realizar zonas de construcción, reparación o mantenimiento de las instalaciones subterráneas	Art.54 El tiempo de vigencia del registro de manifestación de construcción será: I. Para las obras previstas en los incisos a) y b) de la fracción I del artículo 51 de este Reglamento, un año prorrogable; II. Para las obras previstas en los incisos c), d), e) y f) de la fracción I del artículo 51 de este Reglamento, un año prorrogable, y III. Para las obras previstas en las fracciones II y III del artículo 51 de este Reglamento	En el 93 nos menciona de la licencia de construcción y nos da un concepto de que es, mientras para el 2004 nos dice de la vigencia de la manifestación de construcción.
Art.55 Para ejecutar obras o instalaciones públicas o privadas en la vía pública o en predios de propiedad pública o privada, será necesario obtener licencias de construcción, salvo en los casos a que se refiere el artículo 57 de este Reglamento	Art.55 La licencia de construcción especial es el documento que expide la Delegación antes de construir, ampliar, modificar, reparar, demoler o dismantelar una obra o instalación.	Para el 93 nos habla para ejecutar instalaciones en propiedad pública o privada mientras para el 2004 nos habla de la licencia de construcción especial.
Art.56 La solicitud de licencia de construcción se deberá presentar suscrita por el propietario o poseedor, en la que se deberá señalar el nombre, denominación o razón social del o de los interesados, y en su caso, del representante legal; domicilio para oír y recibir notificaciones; ubicación y superficie del predio de que se trate; nombre, número de registro y domicilio del Director Responsable de Obra y, en su caso del o de los Corresponsables	Art.56 Los derechos que causen las licencias de construcción especial serán cubiertos conforme al Código Financiero del Distrito Federal, los cuales se autodeterminarán por los interesados. La licencia de construcción especial y una copia de los planos sellados se entregarán al propietario o poseedor, o al representante legal.	Para el 93 nos habla de la solicitud de la licencia de construcción y una serie de requisitos que debe tener, mientras para el 2004 nos habla de la licencia de construcción especial y los derechos que serán cubiertos conforme al código financiero del distrito federal.

Art57 No se requerirá licencia de construcción para efectuar las siguientes obras: I. Las construcciones a que se refiere la fracción V del artículo 41 de este Reglamento, siempre que reúnan las siguientes características: a) Que se construya en una superficie de terreno de hasta 200 m²; b) Que tengan como máximo 60 m² de construcción. c) Que la obra alcance como máximo una altura de 5.50 m;	Art.57 Las modalidades de licencias de construcción especial que se regulan en el presente Reglamento son las siguientes: I. Edificaciones en suelo de conservación; II. Instalaciones subterráneas o aéreas en la vía pública; III. Estaciones repetidoras de comunicación celular o inalámbrica. IV. Demoliciones. V. Excavaciones o cortes cuya profundidad sea mayor de un metro. VI. Tapias que invadan la acera en una medida superior a 0.5 m.	Mientras para el 93 nos menciona las construcciones que se requerirá licencia para algunas obras las cuales se menciona. Para el 2004 nos habla de las modalidades de licencias de construcción especial que son regulados por algunos reglamentos.
Art.58 El Departamento no otorgará licencia de construcción respecto a los lotes o fracciones de terrenos que hayan resultado de la fusión, subdivisión o reotificación de predios, efectuada sin autorización del propio Departamento. Las dimensiones mínimas de predios que autorice el Departamento para que pueda otorgarse licencia de construcción en ellos, serán de noventa metros cuadrados de superficie y seis metros de frente	Art58 Para obtener la licencia de construcción especial, se deben cumplir con los siguientes requisitos: I. Cuando se trate de edificaciones en suelo de conservación, entregar; II. Cuando se trate de instalaciones subterráneas o aéreas en la vía pública, se debe entregar III. Cuando se trate de estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, se debe entregar. IV. Cuando se trate de demoliciones, salvo en el caso señalado en la fracción VI del artículo 62, se debe entregar V. Cuando se trate de las licencias de construcción especial señaladas en las fracciones V, VI, VII y VIII del artículo 57 de este Reglamento, se debe entregar.	Para el 93 nos habla de los lotes y fraccionamientos que hayan resultado de una fusión no otorgara licencia de construcción sin autorización del propio departamento. Mientras para el 2004 nos habla de la licencia de construcción especial se debe de cumplir una serie de requisitos que nos menciona.

Art.59 Las obras e instalaciones que a continuación se indican, requieren de licencia de construcción específica: I. Las excavaciones o cortes de cualquier índole cuya profundidad sea mayor de sesenta centímetros. En este caso, la licencia tendrá una vigencia máxima de cuarenta y cinco días naturales, contados a partir de la fecha de su expedición, y deberá estar suscrita por un Director Responsable de Obra.	Art.59 La licencia de construcción especial, debe expedirse en un plazo máximo de 24 horas contadas a partir del día hábil siguiente a la recepción de la solicitud, con excepción de las que se refieran a la construcción, reparación o mantenimiento de instalaciones subterráneas o aéreas; a las construcciones que se pretendan ejecutar en suelo de conservación o aquellas que de acuerdo con las disposiciones aplicables en la materia requieran de la opinión de una o varias dependencias, órganos o entidades de la Administración Pública Federal o local. En estos casos, el plazo será de 30 días hábiles contados a partir de la fecha de recepción de la solicitud.	En el 93 nos dice las obras e instalaciones que se mencionan requieren de una licencia de construcción específica. Para el 2004 nos dice que la licencia de construcción especial debe expedirse en un plazo máximo de 24 horas.
Art.60 El tiempo de vigencia de las licencias de construcción que expida el Departamento, estará en relación con la naturaleza y magnitud de la obra por ejecutar. Plazo de vigencia de cada licencia de construcción de acuerdo con las siguientes bases: I. Para la edificación de obras con superficie hasta de trescientos metros cuadrados la vigencia máxima será de doce meses	Art.60 El tiempo de vigencia de la licencia de construcción especial, será como sigue: I. Hasta por tres meses, para las obras previstas en las fracciones II, III, V, VI, VII y VIII del artículo 57 de este Reglamento, y II. Hasta por un año, en el caso de las fracciones I y IV del artículo 57 de este Reglamento	Para el 93 nos habla del tiempo de la vigencia de las licencias de construcción que expida el departamento y magnitud de la obra esta será de acuerdo a las bases que dice el artículo. Mientras para el 2004 nos menciona la vigencia que tienen la licencia de construcción especial de acuerdo a las fracciones que se mencionan.
Art.61 Toda licencia causará los derechos que fijen las tarifas vigentes. La licencia de construcción y una copia de los planos registrados se entregarán al propietario o poseedor cuando éste hubiere cubierto el monto de todos los derechos que haya generado su autorización, incluyendo las cuotas de reposición por las zonas arboladas que la obra pudiere afectar en los términos de este Reglamento.	Art.61 Para ejecutar obras, instalaciones públicas o privadas en la vía pública o en predios de propiedad pública o privada, es necesario registrar la manifestación de construcción u obtener la licencia de construcción especial, salvo en los casos a que se refieren los artículos 62 y 63 de este Reglamento.	Para el 93 nos menciona que toda licencia causará los derechos que fijen las tarifas. Mientras para el 2004 nos habla que para ejecutar obras en instalaciones públicas o privadas en vía pública es necesario registrar la manifestación y obtener la licencia de construcción especial.

Art.62 Los conjuntos habitacionales cubrirán los derechos que establezca la Ley de Hacienda del Departamento del Distrito Federal.	Art.62 No se requiere manifestación de construcción ni licencia de construcción especial, para efectuar las siguientes obras: I. el caso de las edificaciones derivadas del "Programa de Mejoramiento en Lote Familiar para la Construcción de Vivienda de Interés Social y Popular" y programas de vivienda II. Reposición y reparación de los acabados de la construcción, así como reparación y ejecución de instalaciones, siempre que no afecten los elementos estructurales y no modifiquen las instalaciones de la misma;	Para el 93 nos habla de los conjuntos habitacionales que cubrirán los derechos que establezca la ley. Mientras para el 2004 nos habla de la manifestación de construcción especial para efectuar las obras que se mencionan en este artículo.
Art.63 Los propietarios o poseedores están obligados a manifestar por escrito al Departamento la terminación de las obras ejecutadas en sus predios, en un plazo no mayor de quince días hábiles, contados a partir de la conclusión de las mismas.	Art.63 No procede el registro de manifestación de construcción ni la expedición de la licencia de construcción especial respecto de lotes o fracciones de terrenos que hayan resultado de la fusión, subdivisión o relotificación de predios, efectuados sin autorización de la Administración. La Delegación sólo registrará la manifestación de construcción o expedirá licencia de construcción especial en predios con dimensiones menores de 90 m ² de superficie y de seis metros de frente.	Para el 93 nos dice que los propietarios o poseedores están obligados a manifestar por escrito la terminación de las obras ejecutadas en sus predios en un plazo no mayor de 15 días. Mientras para el 2004 nos dice que no procede el registro de manifestación de construcción especial respecto a lotes o fraccionamiento resultado de una fusión.
Art.64 El propietario o poseedor de una edificación recién construida que haya requerido licencia de uso del suelo, de las instalaciones y edificaciones a que se refieren los artículos 65, 117, fracción II y 174, fracción I, así como de aquellas donde se realicen actividades de algún giro industrial, deberá presentar junto con la manifestación de terminación de obra ante la Delegación correspondiente, el Visto Bueno de Seguridad y Operación con la responsiva de un Director Responsable de Obra y del o de los Corresponsables, en su caso.	Art.64 15 días hábiles anteriores al vencimiento de la vigencia del registro de manifestación de construcción, el interesado, en caso necesario, debe presentar ante la Delegación o autoridad el aviso de prórroga en el formato establecido por la Administración. I. Nombre, denominación o razón social del o de los interesados, y en su caso, del representante legal; II. Domicilio para oír y recibir notificaciones. III. Ubicación de la construcción, y IV. Número, fecha de registro y vencimiento de la manifestación de construcción	Para él nos menciona que las edificaciones recién construidas y aquellas que se realizan actividades industriales deberán presentar una manifestación de terminación de obra entre otros requisitos. Mientras para el 2004 nos habla de la vigencia de vencimiento del registro de manifestación de construcción deberá presentarse ante la delegación con una serie de requisitos.

Art.65 Requieren el Visto Bueno de Seguridad y Operación las edificaciones e instalaciones que a continuación se mencionan: I. Escuelas públicas o privadas y cualesquiera otras instalaciones destinadas a la enseñanza. II. Centros de reunión, tales como cines, teatros, salas de conciertos, salas de conferencias, auditorios, cabarés, discotecas, peñas, bares, restaurantes cualesquiera otros con usos semejantes	Art.65 Los propietarios o poseedores están obligados a dar aviso por escrito a la Delegación la terminación de las obras ejecutadas, en un plazo no mayor de 15 días hábiles, contados a partir de la conclusión de las mismas, a fin de que la Delegación constate que la obra se haya ejecutado sin contravenir las disposiciones de este Reglamento	Para el 93 nos habla de que ciertas edificaciones e instalaciones requieren del visto bueno de seguridad y operación de las cuales se mencionan algunas. Mientras para el 2004 nos dice que los propietarios o poseedores están obligados a dar aviso a la delegación de la terminación de las obras ejecutadas en un plazo de no mayor a 15 días.
Art.66 Recibida la manifestación de terminación de obra, así como el Visto Bueno de Seguridad y Operación, en su caso, se procederá a lo I La Delegación otorgará la autorización de ocupación, para la cual el propietario o poseedor se constituirá desde ese momento La Delegación permitirá diferencias en la obra ejecutada con respecto al proyecto aprobado, siempre que no se afecten las condiciones de seguridad, estabilidad, destino etc.	Art.66 Si del resultado de la visita al inmueble y del cotejo de la documentación correspondiente se desprende que la obra no se ajustó a la manifestación de construcción registrada o a la licencia de construcción especial o a las modificaciones al proyecto autorizado, la Administración ordenará al propietario efectuar las modificaciones que fueren necesarias, conforme a este Reglamento y en tanto éstas no se ejecuten, la Delegación no autorizará el uso y ocupación de la obra.	Para el 93 nos dice que cuando se reciba la manifestación de terminación de obra y el visto bueno, la delegación autorizara un permiso a los propietarios según lo que señale la delegación. Mientras para el 2004 nos habla del un resultado de la visita al inmueble y se coteja con la documentación correspondiente si coincide o no eso lo determinara la delegación.
Art.67 DEROGADO	Art.67 La Administración está facultada para ordenar la demolición parcial o total de una obra, con cargo al propietario, que se haya ejecutado en contravención a este Reglamento, independientemente de las sanciones que procedan.	Para el 93 esta derogado el artículo para el 2004 nos dice que la administración esta facultada para ordenar la demolición esto en caso de que haya ejecutado en contravención a este reglamento
Art.68 Si del resultado de la inspección y del cotejo de la documentación correspondiente apareciera que la obra no se ajustó a la licencia o las modificaciones al proyecto autorizado excedieron los límites el Departamento ordenará al propietario efectuar las modificaciones que fueren necesarias, y en tanto estas no se ejecuten a satisfacción del propio Departamento, no autorizará el uso y ocupación de la obra	Art.68 El propietario o poseedor de una instalación o edificación recién construida, referidas en los artículos 69 y 90 relativas a las edificaciones de riesgo alto, y 139 de este Reglamento, El Visto Bueno de Seguridad y Operación, debe contener: I El nombre, denominación o razón social del o los interesados y en el caso del representante legal, acompañar los documentos con los que se acredite su personalidad; II. El domicilio para oír y recibir notificaciones, III. La ubicación del inmueble de que se trate;	En el 93 nos dice que del resultado del cotejo y la inspección la obra no se ajusto a la licencia de modificaciones el departamento ordenara a los propietarios a efectuar las modificaciones necesarias. Para el 2004 los propietarios de una instalación o edificación reciénSP v construida deben de tener el visto bueno de seguridad y operación el cual debe contener algunos requisitos.

Art.69 Para las construcciones del grupo A se deberá registrar ante el Departamento una Constancia de Seguridad Estructural, que cumpla con los requisitos que fije el propio Departamento, renovada cada cinco años o después de cada sismo intenso, en la que un Corresponsable en Seguridad Estructural haga constar que dichas construcciones se encuentren en condiciones adecuadas de seguridad, de acuerdo con las disposiciones de este Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias	Art.69 Requieren el Visto Bueno de Seguridad y Operación las edificaciones e instalaciones que a continuación se mencionan: I. Escuelas públicas o privadas y cualquier otra edificación destinadas a la enseñanza; II. Centros de reunión, tales como cines, teatros, salas de conciertos, salas de conferencias, auditorios, cabaret, discotecas, y cualquier otro con una capacidad de ocupación superior a las 50 personas;	Nos dice el del 93 que para las construcciones del grupo A deberá asignar una constancia de seguridad estructural con los requisitos que fije el departamento. Para el 2004 requieren del visto bueno de seguridad y operación las edificaciones e instalaciones que se mencionan en este artículo.
Art.70 El Departamento estará facultado para ordenar la demolición parcial o total de una obra con cargo al propietario o poseedor, que se haya realizado sin licencia, por haberse ejecutado en contravención a este Reglamento, independientemente de las sanciones que procedan	Art.70 el aviso de terminación de obra, así como el Visto Bueno de Seguridad y Operación en su caso, se procederá conforme a lo siguiente I. Delegación otorgará la autorización de uso y ocupación. II. La Delegación autorizará diferencias en la obra ejecutada con respecto al proyecto presentado, siempre que no se afecten las condiciones de seguridad, estabilidad, destino, uso, servicio, habitabilidad e higiene.	Para el 93 nos dice que el departamento estará facultado para ordenar la demolición o el registro de obra ejecutado del propietario se sujetara a cualquiera de estas dos opciones y sus requisitos. Para el 2004 nos habla del aviso de terminación de la obra, así como el visto bueno de seguridad y operación se procede o lo que disponga la delegación.
Art.71 Al cambiar el uso de edificaciones ya construidas para ser destinadas a alguno de los supuestos señalados en los artículos 65, fracciones I, II y III; 117, fracción II y 174, fracción I, o a algún giro industrial, se requerirá de la presentación ante la Delegación correspondiente, del Visto Bueno de Seguridad y Operación. Los propietarios o poseedores de dichas edificaciones deberán presentar este Visto Bueno de Seguridad y Operación, en un plazo de noventa días naturales posteriores al cambio de uso, junto con los documentos.	Art.71 Para cambiar el uso de edificaciones para ser destinadas algún giro industrial, en las que excedan la ocupación de 40 m2, el propietario o poseedor debe presentar ante la Delegación correspondiente los siguientes documentos: I. El Visto Bueno de Seguridad y Operación. II. La constancia de alineamiento y número oficial vigente y cualesquiera de los documentos III. La licencia de construcción especial o el registro de manifestación de construcción, y IV. En su caso, la Constancia de Seguridad Estructural.	Para el 93 al cambiar el uso de edificaciones ya construidas se requerirá de la presentación ante la delegación correspondiente teniendo como plazo noventa días presentando la documentación necesaria. Para el 2004 para cambiar el uso de edificaciones para ser destinadas algún giro industrial se debe de ir ante la delegación con los documentos que este requiera en general estos artículos son muy parecidos en contenido sin embargo uno tiene mas que otro.

Art 72 Para garantizar las condiciones de habitabilidad, funcionamiento, higiene, acondicionamiento ambiental, comunicación, seguridad en emergencias, seguridad estructural, integración al contexto e imagen urbana de las edificaciones en el Distrito Federal, los proyectos arquitectónicos correspondientes deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este Título para cada tipo de edificación y las demás disposiciones legales aplicables	Art.72 Cuando la obra se haya ejecutado sin registro de manifestación de construcción o licencia de construcción especial, y se demuestre que cumple con este Reglamento y los demás ordenamientos legales respectivos, así como con las disposiciones del Programa, la Delegación concederá el registro de obra ejecutada al propietario o poseedor, siempre y cuando se sujete al siguiente procedimiento: I. Presentar solicitud de registro de obra ejecutada, con la responsiva de un Director Responsable de Obra y de los Corresponsables, en su caso, y II. Acompañar a la solicitud los documentos	Para el 93 nos dice que para garantizar las condiciones de habitabilidad, higiene, etc. deberán de cumplir con lo establecido con este título. Mientras para el 2004 nos dice que si la obra se ejecuta sin permiso alguno y cumple con este reglamento la delegación deberá conceder al registro de obra ejecutada al propietario siempre y cuando se sujete al procedimiento que nos menciona este artículo.
Art.73 Los elementos arquitectónicos que constituyen el perfil de una fachada, tales como pilastras, sardineles y marcos de puertas y ventanas situados a una altura menor de dos metros cincuenta centímetros sobre el nivel de banqueta, podrán sobresalir del alineamiento hasta diez centímetros	Art.73 Para cambiar el uso de edificaciones de riesgo alto, o a algún giro industrial, en las que excedan la ocupación de 40 m2, el propietario o poseedor debe presentar ante la Delegación correspondiente los siguientes documentos: - I El Visto Bueno de Seguridad y Operación, - II La constancia de alineamiento y número oficial vigente y cualesquiera de los documentos	Mientras para el 94 nos habla de los elementos arquitectónicos que constituyan el perfil de una fachada podrán sobresalir de acuerdo a este artículo. Para el 2004 nos hace referencia al cambio de uso de edificación de alto riesgo o giro industrial se deberá presentar con la delegación correspondiente con la documentación que esta le pida.
Art.74 Derogado	Art.74 Para garantizar las condiciones de habitabilidad, accesibilidad, funcionamiento, higiene, integración al contexto e imagen urbana de las edificaciones en el Distrito Federal, los proyectos arquitectónicos correspondientes debe cumplir con los requerimientos establecidos en este Título para cada tipo de edificación, en las Normas y demás disposiciones legales aplicables	Para el 93 esta derogado este artículo en el 2004 nos habla de cómo garantizar las condiciones de habitabilidad e imagen urbana en el d.f. deberá de cumplir con los requerimientos establecidos para cada tipo de edificación

Art.75 Derogado.	Art.75 Los elementos arquitectónicos que constituyen el perfil de una fachada a la vía pública, tales como pilastras, sardineles, marcos de puertas y ventanas, deben cumplir con lo que establecen las Normas.	En 2004 nos habla de los pilastras, sardineles, marcos de puertas deben de cumplir con lo que establece las normas.
Art.76 Derogado.	Art.76 Las alturas de las edificaciones, la superficie construida máxima en los predios, así como las áreas libres mínimas permitidas en los predios deben cumplir con lo establecido en los Programas señalados en la Ley.	Para el 2004 nos dice de los requisitos que debe cumplir las edificaciones.
Art.77 Derogado.	Art.77 La separación de edificios nuevos o que han sufrido modificaciones o ampliaciones, con predios o edificios colindantes debe cumplir con lo establecido en las Normas de Ordenación de Desarrollo Urbano y con los artículos 87, 88 y 166 de este Reglamento.	Para el 2004 habla de la separación de edificios nuevos o que han sufrido modificaciones o ampliaciones debe de cumplir con lo establecido con las normas de ordenación de desarrollo urbano.
Art.78 Las edificaciones que, conforme a los Programas Parciales, tengan intensidad media o alta, cuyo límite posterior sea orientación norte y colinde con inmuebles de intensidad baja o muy baja, deberán observar una restricción hacia dicha colindancia del 15% de su altura máxima, sin perjuicio de cumplir con lo establecido en este Reglamento para patios de iluminación y ventilación	Art.78. La separación entre edificaciones dentro del mismo predio será cuando menos la que resulte de aplicar la dimensión mínima establecida en los Programas General, Delegacionales y/o Parciales de este Reglamento y sus Normas, de acuerdo con el tipo del local y con la altura promedio de los paramentos de las edificaciones en cuestión	Para el 93 nos habla de los programas parciales deben de cumplir con el reglamento de este artículo. Mientras para el 2004 nos habla de la separación entre edificaciones establecida en los programas general de acuerdo con el tipo de local.
Art.79 La separación entre edificios de habitación plurifamiliar de hasta cincuenta viviendas será cuando menos la que resulte de aplicar la dimensión mínima establecida en este Reglamento En conjuntos habitacionales de más de cincuenta viviendas la separación entre edificios en dirección norte-sur será por lo menos del 60% de la altura promedio de los mismos, y en dirección este-oeste será por lo menos del 100%.	Art.79 Las edificaciones deben contar con la funcionalidad, el número y dimensiones mínimas de los espacios para estacionamiento de vehículos, incluyendo aquellos exclusivos para personas con discapacidad que se establecen en las Normas	Para el 93 nos habla de la separación entre edificios de habitación plurifamiliar establecida en este reglamento. En el 2004 dice que las edificaciones deben de contar con una funcionalidad para la gente como para con personas con discapacidad que establecen las normas.

Art.80 Las edificaciones deberán contar con los espacios para estacionamientos de vehículos que se establecen en las Normas Técnicas Complementarias	Art.80 Las dimensiones y características de los locales de las edificaciones, según su uso o destino, así como de los requerimientos de accesibilidad para personas con discapacidad, se establecen en las Normas.	Para el 93 nos habla de las edificaciones deberán de contar con los espacios de estacionamientos para vehículos Para el 2004 dice de las dimensiones y características de los locales de las edificaciones.
Art 81 Los locales de las edificaciones, según su tipo, deberán tener como mínimo las dimensiones y características que se establecen en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes.	Art.81 edificaciones deben estar provistas de servicio de agua potable, suficiente para cubrir los requerimientos y condiciones a que se refieren las Normas y/o Normas Oficiales Mexicanas.	Para el 93 de los locales par edificaciones según su tipo se establece en las normas técnicas complementarias. Para el 2004 las edificaciones deben de contar de servicio de agua potable.
Art.82 Las edificaciones deberán estar provistas de servicios de agua potable capaces de cubrir las demandas mínimas de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias	Art.82 Las edificaciones deben estar provistas de servicios sanitarios con el número, tipo de muebles y características que se establecen a continuación I. Las viviendas con menos de 45 m2 contarán, cuando menos con un excusado, una regadera y uno de los siguientes muebles: lavabo, fregadero o lavadero. II. Las viviendas con superficie igual o mayor a 45 m2 contarán, cuando menos, con un baño provisto de un excusado, una regadera y un lavabo, así como de un lavadero y un fregadero.	Para el 93 el artículo 82 viene siendo el 81 para el 2004 mientras esta nos habla de que deben de estar provistas de servicios sanitarios con el número y tipo de muebles y las características que se establecen en este artículo.
Art.83 Las edificaciones estarán provistas de servicios sanitarios con el número mínimo, tipo de muebles y sus características que se establecen a continuación: I. Las viviendas con menos de 45 m² contarán, cuando menos, con un excusado, una regadera y uno de los siguientes muebles: lavabo, fregadero o lavadero. II. Las viviendas con superficie igual o mayor a 45 m² contarán, cuando menos, con un excusado, una regadera, un lavabo, un lavadero y un fregadero	Art.83 Las albercas contarán, cuando menos, con I. Equipos de recirculación, filtración y purificación de agua; II. Boquillas de inyección para distribuir el agua recirculada y de succión para los aparatos limpiadores de fondo, y III. Los sistemas de filtración de agua se instalarán de acuerdo con las Normas y/o Normas Oficiales Mexicanas	Para el 93 el artículo 83 viene siendo el 82 par el 2004 el 82, mientras para este año habla de las albercas y las características que deben contar de acuerdo con las normas y/ o normas oficiales mexicanas.
Art.84 Las albercas públicas contarán, cuando menos, con: I. Equipos de recirculación, filtración y purificación de agua; II. Boquillas de Inyección para distribuir el agua tratada.	Art.84 Las edificaciones deben contar con espacios y facilidades para el almacenamiento, separación y recolección de los residuos sólidos, según lo dispuesto en las Normas y/ o Normas Oficiales Mexicanas.	Para el 93 este artículo es el 82 para el 2002 mientras para este año nos habla de las edificaciones deben contar separación y recolección de los residuos sólidos.

Art.85 Las edificaciones que requieran licencia de uso del suelo, con una altura de más de cuatro niveles, deberán observarse dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias, en lo que se refiere al almacenamiento y a la eliminación de la basura	Art.85 Las edificaciones para almacenar residuos sólidos peligrosos, químico-tóxicos o radioactivos se ajustarán a la Ley Federal de Salud, la Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente, Ley de Residuos Sólidos del Distrito Federal, la Ley Ambiental del Distrito Federal, sus Reglamentos, así como a las Normas Oficiales Mexicanas.	Para el 93 nos habla de las licencia de uso de suelo con una altura de mas de cuatro niveles deberán de observar lo dispuesto en las normas técnicas complementarias en lo concerniente a la eliminación de basura para 2004 habla de las edificaciones para almacenar residuos tóxicos conforme a las leyes de estas.
Art.86 Deberán ubicarse uno o varios locales para almacenar depósitos o bolsas de basura: I. Conjuntos habitacionales con más de cincuenta viviendas, a razón de 40 lt./habitante, y II. Otros usos no habitacionales con más de 500 m², sin incluir estacionamientos, a razón de 0.01 m²/m² construido	Art.86 Las edificaciones y obras que produzcan contaminación por humos, olores, gases, polvos y vapores, energía térmica o lumínica, ruidos y vibraciones, se sujetarán al presente Reglamento, a la Ley Ambiental del Distrito Federal y demás ordenamientos aplicables	Para el 93 nos habla de donde debe ubicarse uno o varios locales para almacenar las bolsas de basura en cambio para el 2004 nos habla de las edificaciones y obras que produzcan contaminación se sujetaran a la ley ambiental del distrito federal y demás ordenamientos.
Art.87 Las obras para almacenar residuos sólidos peligrosos, químico-tóxicos y radiactivos se ajustarán al presente Reglamento, a sus Normas Técnicas Complementarias y a las Leyes y Reglamentos aplicables	Art.87 La iluminación natural y la artificial para todas las edificaciones deben cumplir con lo dispuesto en las Normas y/o Normas Oficiales Mexicanas.	Para 93 nos habla de las obras para almacenar residuos tóxicos se ajustaran al presente reglamento. Para el 2004 habla de la iluminación que deben cumplir con lo dispuesto en las normas.
Art.88 Las edificaciones que produzcan contaminación por humos, olores, gases y vapores, energía térmica o lumínica, ruidos y vibraciones, se sujetarán a lo dispuesto por las Leyes y Reglamentos aplicables en materia de contaminación ambiental	Art.88 Los locales en las edificaciones contarán con medios de ventilación natural o artificial que aseguren la provisión de aire exterior, en los términos que fijen las Normas	Para el 93 de este artículo viene en el 86 para el 2004, mientras par este año nos habla de la ventilación de las edificaciones que fijen las normas.
Art.89 En conjuntos habitacionales con más de cincuenta viviendas, el proyecto arquitectónico deberá garantizar que cuando menos el 75% de los locales habitables	Art.89 Las edificaciones que se destinen a industrias, establecimientos mercantiles, de servicios, de recreación, centros comerciales, obras en construcción mayores a 2,500 m² y establecimientos dedicados al lavado de autos, debe utilizar agua residual tratada.	Para el 93 este artículo ya lo habíamos pasado anteriormente para el 2004, mientras para este año habla de las edificaciones para industrias, establecimientos mercantiles, de servicio, etc. deben de utilizar agua tratada.

Art.90 Los locales en las edificaciones contarán con medios de ventilación que aseguren la provisión de aire exterior, así como la iluminación diurna y nocturna en los términos que fijen las Normas Técnicas Complementarias	Art.90 Para efectos de este Capítulo, las edificaciones se clasifican en función al grado de riesgo de incendio de acuerdo con sus dimensiones, uso y ocupación, en: riesgos bajo, medio y alto, de conformidad con lo que se establece en las	El artículo del 93 ya lo habíamos pasado en el 2004 anteriormente, para este año habla de las clasificación de las edificaciones en función al grado de incendio.
Art.91 Derogado	Art.91 Para garantizar tanto el acceso como la pronta evacuación de los usuarios en situaciones de operación normal o de emergencia en las edificaciones, éstas contarán con un sistema de puertas, vestibulaciones y circulaciones horizontales y verticales con las dimensiones mínimas y características para este propósito, incluyendo los requerimientos de accesibilidad para personas con discapacidad que se establecen las normas.	Para el 93 esta derogado mientras para el 2004 nos habla de cómo garantizar la evacuación de los usuarios en emergencia de edificaciones, incluyendo los requerimientos de accesibilidad para personas con discapacidad que se establecen.
Art.92 Derogado	Art.92 La distancia desde cualquier punto en el interior de una edificación a una puerta, a una circulación horizontal o vertical que conduzca directamente a la vía pública, áreas exteriores o al vestíbulo de acceso de la edificación, medidas a lo largo de la línea de recorrido, será de cincuenta metros como máximo en edificaciones de riesgo alto y de sesenta metros como máximo en edificaciones de riesgos medio y bajo	Para el 93 del artículo 92 esta derogado, mientras para el 2004 nos habla de la distancia desde cualquier punto en el interior de una edificación a una puerta que conduzca a la vía pública directamente, nos da una serie de medidas dependiendo del grado de riesgo de las edificaciones.
Art.93 Todas las edificaciones deberán contar con buzones para recibir comunicación por correo, accesibles desde el exterior.	Art.93 Las salidas a vía pública en edificaciones de salud y de entretenimiento contarán con marquesinas que cumplan con lo indicado en las Normas.	Para el 93 nos dice que las edificaciones debe contar con buzones de correo. Mientras para el 2004 nos habla de las salidas a vía pública de edificaciones de salud.
Art.94 En las edificaciones de riesgo mayor las circulaciones que funcionen como salidas a la vía pública o conduzcan directa o indirectamente a éstas, estarán señaladas con letreros y flechas permanentemente iluminadas y con la leyenda escrita "SALIDA" O "SALIDA DE EMERGENCIA", según el caso.	Art.94 Las edificaciones para la educación deben contar con áreas de dispersión y espera dentro de los predios, donde desemboquen las puertas de salida de los alumnos antes de conducir a la vía pública, con dimensiones mínimas de 0.10 m ² por alumno.	Para el 93 nos habla de los letreros para la salida de emergencia deben de ser luminoso. Mientras para el 2004 habla de las edificaciones para la educación deben de contar con áreas de dispersión que conduzcan a la vía pública.

Art.95 La distancia desde cualquier punto en el interior de una edificación a una puerta, circulación horizontal, escalera o rampa, que conduzca directamente a la vía pública	Art.95 Las dimensiones y características de las puertas de acceso, intercomunicación, salida y salida de emergencia deben cumplir con las Normas.	Para el 93 hace referencia a la distancia del interior a una puerta que de a la vía pública, mientras para 2004 nos dice las características de las puertas de acceso.
Art 96 Las salidas a vía pública en edificaciones de salud y de entretenimiento contarán con marquesinas que cumplan con lo indicado en el artículo 73 de este Reglamento	Art.96 Las circulaciones horizontales, como corredores, pasillos y túneles deben cumplir con las dimensiones y características que al respecto señalan las Normas.	Para el 93 nos dice de las salidas a vía pública de edificaciones de salud. Mientras para el 2004 nos dice las características y dimensiones que debe de tener los túneles.
Art.97 Las edificaciones para la educación deberán contar con áreas de dispersión y espera dentro de los predios, donde desemboquen las puertas de salida de los alumnos antes de conducir a la vía pública, con dimensiones mínimas de 0.10 m ² por alumno.	Art.97 Las edificaciones deben tener siempre escaleras o rampas peatonales que comuniquen todos sus niveles, aun cuando existan elevadores, escaleras eléctricas o montacargas, con las dimensiones y condiciones de diseño que establecen las Normas.	Para el 93 nos dice de las edificaciones educativas que deben de tener puertas que den a la vía pública. Mientras para el 2004 nos dice que las edificaciones deben de tener escaleras o rampas que comuniquen todos los niveles así como lo establecen las normas.
Art.98 Las puertas de acceso, intercomunicación y salida deberán tener una altura de 2.10 m cuando menos; y una anchura que cumpla con la medida de 0.60 m por cada 100 usuarios o fracción	Art.98 Las rampas peatonales que se proyecten en cualquier edificación deben cumplir con las dimensiones y características que establecen las Normas.	Para el 93 nos dice que las puertas de acceso tienen que tener ciertas medidas que se dan. En el 2004 nos habla de las rampas peatonales deben de cumplir con lo establecido por las normas.
Art.99 Las circulaciones horizontales, como corredores, pasillos y túneles deberán cumplir con una altura mínima de 2.10 m y con una anchura adicional no menor de 0.60 m por cada 100 usuarios o fracción, ni menor de los valores mínimos que establezcan las Normas Técnicas Complementarias para cada tipo de edificación.	Art.99 Salida: comprenderá la ruta de evacuación y las puertas correspondientes, debe estar debidamente señalizado y cumplir con las siguientes disposiciones: I. En los edificios de riesgo se debe asegurar que todas las circulaciones de uso normal permitan este desalojo previendo los casos en que cada una de ellas o todas resulten bloqueadas. En los edificios de riesgos alto se exigirá una ruta adicional específica para este fin; II. Las edificaciones de más de 25 m de altura requieren escalera de emergencia, y	Para el 93 nos habla de los corredores, pasillos y túneles deberán de cumplir con ciertas medidas establecidas. Mientras en el 2004 nos da el concepto de salida y además de cumplir con ciertas disposiciones.

Art.100 Las edificaciones tendrán siempre escaleras o rampas peatonales que comuniquen todos sus niveles	Art 100 Las edificaciones de entretenimiento y sitios de reunión, en las que se requiera instalar butacas deben ajustarse a lo que se establece en las Normas.	Para El 93 nos habla de la escaleras o rampas que comuniquen con todos los niveles. En 2004 las de entretenimientos se requieran ajustar butacas como lo establece la norma.
Art.101 Las rampas peatonales que se proyecten en cualquier edificación deberán tener una pendiente máxima de 10%, con pavimentos antiderrapantes, barandales en uno de sus lados por lo menos y con las anchuras mínimas que se establecen para las escaleras en el artículo anterior.	Art.101 Las edificaciones para deportes, aulas, teatros u otros espacios para actos y espectáculos al aire libre en las que se requiera de graderías debe cumplir con lo que se establece en las Normas.	Para el 93 nos dice que las rampas deben de tener una pendiente establecida a si como otros requisitos. Mientras para la 2004 habla de las edificaciones para deportes, aulas, teatro, etc. debe de cumplir con lo que establece las normas.
Art.102 Salida de emergencia es el sistema de puertas, circulaciones horizontales, escaleras y rampas que conducen a la vía pública o áreas exteriores comunicadas directamente con ésta, adicional a los accesos de uso normal	Art.102 Los elevadores, escaleras eléctricas y bandas transportadoras deben cumplir con las Normas y las Normas Oficiales Mexicanas.	Para el 93 nos da un concepto de salida de emergencia. Mientras para el 2004 nos dice que los elevadores, escaleras deben de cumplir con las normas oficiales mexicanas.
Art.103 En las edificaciones de entretenimiento se deberán instalar butacas, de acuerdo con las siguientes disposiciones: I.Tendran una anchura minima de 50 cm ; II. El pasillo entre el frente de una butaca y el respaldo de adelante sera, cuando menos, de 40 cm. .	Art.103 Los locales destinados a cines, auditorios, teatros, salas de concierto, aulas o espectáculos deportivos deben cumplir con las Normas en lo relativo a visibilidad y audición	Para el 93 nos habla de las butacas que ya lo habíamos visto para el 2004, para este año este artículo habla de los locales destinados a cines, auditorios, teatros, etc. debe de cumplir con las normas.
Art.104 Las gradas en las edificaciones para deportes y teatros al aire libre deberán cumplir ciertos requisitos	Art.104 Los equipos y maquinaria instalados en las edificaciones y/o espacios abiertos que produzcan ruido y/o vibración deben cumplir con lo que establece la Ley Ambiental del Distrito Federal, las Normas Oficiales Mexicanas y las Normas.	Para el 93 lo referente a las gradas ya lo habíamos visto para el 2004, mientras para este año nos dice de los equipos instalados y maquinaria deben de cumplir con lo que establezca la ley.
Art.105 Los elevadores para pasajeros, elevadores para carga, escaleras eléctricas y bandas transportadoras de público, deberán cumplir con las Normas Técnicas Complementarias correspondientes	Art.105 Todo estacionamiento público a descubierto debe tener drenaje o estar drenado y bardeado en sus colindancias con los predios vecinos.	Para el 93 los elevadores deban de cumplir con las normas técnicas complementarias, mientras para el 2004 nos habla de los estacionamientos públicos a descubierto.

Art.106 Los locales destinados a cines, auditorios, teatros, salas de concierto, aulas escolares o espectáculos deportivos deberán garantizar la visibilidad de todos los espectadores al área en que se desarrolla la función o espectáculo, bajo las normas	Art.106 Los estacionamientos públicos y privados, en lo relativo a las circulaciones horizontales y verticales, deben ajustarse con lo establecido en las Normas.	Para el 93 ya lo habíamos vistos en el 2004 en el Art. 103. mientras para este año nos habla de la circulación de los estacionamientos públicos o privados deben de ajustarse con lo establecido en las normas.
Art.107 Los equipos de bombeo y las maquinarias instaladas en edificaciones para habitación plurifamiliar, conjuntos habitacionales, oficinas, de salud, educación y cultura, recreación y alojamiento que produzcan una intensidad sonora mayor de 65 decibeles, medida a 0.50 m en el exterior del local	Art.107 Los estacionamientos públicos deben contar con carriles separados para entrada y salida de los vehículos, área de espera techada para la entrega y recepción de vehículos y caseta o casetas de control.	Para 93 este artículo ya lo habíamos visto en 2004 en el Art.104. En este año habla de los carriles de los estacionamientos públicos que deben ser separados para entrada y salida así como otros requisitos.
Art 108 Todo estacionamiento público deberá estar drenado adecuadamente, y bardeado en sus colindancias con los predios vecinos.	Art.108 Todas las edificaciones deben contar con buzones para recibir comunicación por correo, accesibles desde el exterior.	Para el 93 nos habla del estacionamiento y sus requisitos mininos. En el 2004 este Art.108 lo vimos en el 93 en el Art. 93.
Art.109 Los estacionamientos públicos tendrán carriles separados, debidamente señalados, para la entrada y salida de los vehículos, con una anchura mínima del arroyo de dos metros cincuenta centímetros cada uno.	Art.109 Las edificaciones deben contar con las instalaciones y los equipos necesarios para prevenir y combatir los incendios. Los equipos y sistemas contra incendio deben mantenerse en condiciones de funcionar en cualquier momento, para lo cual deben ser revisados y probados periódicamente	Para el 936 nos habla de los carriles así como sus características. Para el 2004 de las edificaciones deben de contar con instalaciones y los equipos necesarios para prevenir incendios.
Art.110 Los estacionamientos tendrán áreas de espera techadas para la entrega y recepción de vehículos ubicadas a cada lado de los carriles a que se refiere el artículo anterior, con una longitud mínima de seis metros y una anchura no menor de un metro veinte centímetros	Art.110 Las características que deben tener los elementos constructivos y arquitectónicos para resistir al fuego, así como los espacios y circulaciones previstos para el resguardo o el desalojo de personas en caso de siniestro y los dispositivos para prevenir y combatir incendios se establece en las Normas	Para el 93 habla de los estacionamientos con áreas techadas y los requisitos que debe tener. Para el 2004 de las características que deben tener los elemento constructivos y arquitectónicos para resistir el fuego como lo establece la norma.
Art.111 Los estacionamientos públicos tendrán una caseta de control anexa al área de espera para el público, situada a una distancia no menor de 4.50 m. del alineamiento y con una superficie mínima de un metro cuadrado	Art.111 Durante las diferentes etapas de la construcción de cualquier obra deben tomarse las precauciones necesarias para evitar incendios, y en su caso, para combatirlos mediante el equipo de extinción adecuado de acuerdo con las Normas y demás disposiciones aplicables.	Para el 93 habla de los estacionamientos públicos y las casetas de control que tiene que tener ciertas dimensiones. Para el 2004 habla de las diferentes etapas de construcción de la obra las precauciones que deben tomarse como lo establece la norma.

Art.112 En los estacionamientos deberán existir protecciones adecuadas en rampas, colindancias, fachadas y elementos estructurales, con dispositivos capaces de resistir los posibles impactos de los automóviles	Art.112 El diseño, selección, ubicación e instalación de los sistemas contra incendio en edificaciones de riesgo alto deben estar avaladas por un Corresponsable en Instalaciones.	Para el 93 dice que los estacionamientos deben de existir protecciones para resistir impactos de automóviles. Para 2004 debe de haber un sistema contra incendios en edificaciones de riesgo alto.
Art.113 Las circulaciones para vehículos en estacionamientos deberán estar separadas de las de peatones	Art.113 Los casos no previstos en esta Sección quedarán sujetos a la responsabilidad del Director Responsable de Obra y/o Corresponsable, en su caso, quienes deben exigir que se hagan las adecuaciones respectivas al proyecto y durante la ejecución de la obra.	Para el 93 dice que la circulación de vehículos y peatones deben de ser separadas. En el 2004 los casos no previstos en la obra quedaran a al responsabilidad del director responsable de obra y/ o al corresponsable.
Art.114 Las circulaciones verticales para los usuarios y para el personal de los estacionamientos públicos estarán separadas entre si y de las destinadas a los vehículos	Art.114 Los locales destinados a la guarda y exhibición de animales y las edificaciones de deportes y recreación deben contar con rejas y/o desniveles para protección al público, en el número, dimensiones mínimas y condiciones de diseño que establezcan las Normas	Para el 93 dice que las circulaciones verticales para usuarios y personal estarán separadas entre si. Las edificaciones referentes a guarda y exhibición de animales estarán sujeto a las normas.
Art.115 En los estacionamientos de servicio privado no se exigirán los carriles separados, áreas para recepción y entrega de vehículos, ni casetas de control	Art.115 Los aparatos mecánicos de ferias deberán contar con rejas o barreras de por lo menos 1.20 m de altura en todo su perímetro y a una distancia de por lo menos 1.50 m de la proyección vertical de cualquier giro o movimiento del aparato mecánico.	Para el 93 los estacionamientos privados no se exige como a los publico. Para el 2004 habla de los juegos mecánicos y los requisitos que se les pone.
Art.116 Las edificaciones deberán contar con las instalaciones y los equipos necesarios para prevenir y combatir los incendios	Art.116 Los locales destinados al depósito o venta de explosivos y combustibles deben ajustarse con lo establecido en las Normas y demás disposiciones aplicables y, en su caso, la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos	Para el 93 este articulo ya lo habíamos visto en el 2004 anteriormente. En el 2004 lo locales para explosivos y combustibles deben de ajustarse a lo establecido en las normas.
Art.117 Para efectos de esta sección, la tipología de edificaciones establecida en el artículo 5 de este Reglamento	Art.117 Las edificaciones deben estar equipadas de pararrayos en los casos y bajo las condiciones que se mencionan en las Normas y demás disposiciones aplicables.	Para el 93 nos da una tipología de riesgo. En el 2004 nos dice que las edificaciones deben de tener pararrayos de acuerdo a las normas.
Art.118 La resistencia al fuego es el tiempo que resiste un material al fuego directo sin producir flama o gases-tóxicos	Art.118 Los vanos, ventanas, cristales y espejos de piso a techo, en cualquier edificación, deben contar con barandales y manguetas a una altura de 0.90 m del nivel del piso, diseñados de manera que impidan el paso de niños a través de ellos, o estar protegidos con elementos que impidan el choque del público contra ellos.	Para el 93 nos habla de la resistencia al fuego de unos materiales que nos pone. En el 2004 habla de las ventanas, techos y los requisitos que deben tener estos.

Art.119 Los elementos estructurales de acero de las edificaciones de riesgo mayor, deberán protegerse con elementos o recubrimientos de concreto, mampostería, yeso, cemento Portland con arena ligera, perlita o vimiculita, aplicaciones	Art.119 Las edificaciones destinadas a la educación, centros culturales, recreativos, centros deportivos, de alojamiento, comerciales e industriales deben contar con un local de servicio médico para primeros auxilios de acuerdo con lo establecido en las Normas.	Para el 93 habla de los elementos estructurales y recubrimientos que debe de llevar en caso de incendio. En el 2004 nos habla de las edificaciones de educación, culturales, etc. deben de contar con servicio médico.
Art.120 Los elementos estructurales de madera de las edificaciones de riesgo mayor, deberán protegerse por medio de aislantes o retardantes.	Art.120 Las albercas deben contar con los elementos y medidas de protección establecida en las Normas y demás disposiciones aplicables	Para el 93 nos habla de los elementos estructurales de madera y los recubrimientos que deben de llevar. En el 2004 habla de las albercas y sus requisitos.
Art.121 Las edificaciones de riesgo menor con excepción de los edificios destinados a habitación, de hasta cinco niveles, deberán contar en cada piso con extintores contra incendio adecuados al tipo de incendio	Art.121 Las edificaciones que se proyecten en zonas del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o del Distrito Federal y sus áreas de influencia.	Para el 93 habla de la edificación de riesgo menor. Deben de contar con extinguidores. En el 2004 habla de las edificaciones que se proyecten en zonas del patrimonio histórico, artístico y arqueológico de la federación.
Art.122 Las edificaciones de riesgo mayor deberán disponer, además de lo requerido para las de riesgo menor	Art.122 El empleo de vidrios espejo y otros materiales que produzcan reflexión total en superficies exteriores aisladas mayores a 20 m ² o que cubran más del 30 %.	Para el 93 habla de las edificaciones de riesgo mayor disponer de lo requerido de las de menor riesgo. Para el 2004 nos habla de los vidrios y las características que deben de tener.
Art.123 Los materiales utilizados en recubrimientos de muros, cortinas, lambrines y falsos plafones deberán cumplir con los índices de velocidad de propagación del fuego que establezcan las Normas Técnicas Complementarias	Art.123 Las fachadas de colindancia de las edificaciones de cinco niveles o más que formen parte de los paramentos de patios de iluminación y ventilación de edificaciones vecinas deben tener acabados de color claro.	Para el 93 nos habla de los materiales que tienen un índice de velocidad de propagación del fuego que establecen las normas técnicas complementarias. Para el 2004 nos dice de la colindancia de las fachadas y los requisitos que deben tener.
Art.124 Las edificaciones de más de diez niveles deberán contar, además de las instalaciones y dispositivos señalados en esta Sección, con sistemas de alarma contra incendio, visuales y sonoros independientes entre sí.	Art.124 Los conjuntos habitacionales y las edificaciones de cinco niveles o más deben contar con cisternas con capacidad para satisfacer dos veces la demanda diaria de agua potable de la edificación y estar equipadas con sistema de bombeo	Para el 93 nos habla de las edificaciones de más de diez niveles deberá de contar con varios sistemas que se mencionan. Para el 2004 nos dice que los conjuntos habitacionales de más de 5 niveles deben de satisfacer con la demanda de agua potable y estar equipadas con sistema de bombeo.

Art.125 Durante las diferentes etapas de la construcción de cualquier obra, deberán tomarse las precauciones necesarias para evitar los incendios y, en su caso, para combatirlo mediante el equipo de extinción adecuado.	Art 125 Las instalaciones hidráulicas y sanitarias, los muebles y accesorios de baño, las valvulas, tuberías y conexiones deben ajustarse a lo que disponga la Ley de Aguas del Distrito Federal y sus Reglamentos, las Normas y, en su caso, las Normas Oficiales Mexicanas y Normas Mexicanas aplicables	Para el 93 este articulo ya lo habíamos visto para el 2004, mientras para este año nos habla de las instalaciones hidráulicas y sanitarias, los muebles y accesorios de baño, tuberías y conexiones deben de ajustarse a lo que disponga las leyes que nos marca este articulo.
Art.126 Los elevadores para público en las edificaciones deberán contar con letreros visibles desde el vestíbulo de acceso al elevador, con la leyenda escrita: "En caso de incendio, utilice la escalera".	Art 126 Queda prohibido el uso de gargolas o canales que descarguen agua a chorro fuera de los limites propios de cada predio.	Para el 93 nos habla de los elevadores públicos deberán de contar con letreros con la leyenda "en caso de incendio, utilice la escalera". En el 2004 nos habla que queda prohibido el uso de gárgolas o canales fuera de los limites propios de cada predio.
Art 127 Los ductos para instalaciones, excepto los de retorno de aire acondicionado, se prolongarán y ventilarán sobre la azotea más alta a que tengan acceso	Art.127 Durante el proceso de construcción, no se permitirá desalojar agua freática o residual al arroyo de la calle.	Para el 93 nos habla de los ductos para instalaciones como deben de ser. En el 2004 nos dice que durante la construcción no se permitirá desalojar agua freática al arroyo de la calle.
Art.128 Los tiros o tolvas para conducción de materiales diversos, ropa, desperdicios o basura, se prolongarán por arriba de las azoteas	Art.128 En los predios ubicados en calles con redes de agua potable, de alcantarillado público y en su caso, de agua tratada, el propietario o poseedor debe solicitar en el formato correspondiente al Sistema de Aguas de la Ciudad de México, por conducto de la Delegación, las conexiones de los servicios solicitados con dichas redes, de conformidad con lo que disponga la Ley de Aguas del Distrito Federal y sus Reglamentos, y pagar los derechos que establezca el Código Financiero del Distrito Federal.	Para el 93 los tiros y tolvas para conducción de materiales diversos se prolongaran por arriba de la azotea. En el 2004 nos dice que los predios ubicados en calles con redes de agua potable deben de solicitar el formato de acuerdo como indique este articulo.
Art.129 Se requerirá el Visto Bueno del Departamento para emplear recubrimientos y decorados inflamables en las circulaciones generales y en las zonas de concentración de personas dentro de las edificaciones de riesgo mayor	Art.129 proyectos deben contener, como mínimo en su parte de instalaciones electricas, lo siguiente: I. Planos de planta y elevacion en su caso. II. Diagrama unifilar. III. Cuadro de distribucion de cargas por circuito. IV. Croquis de localizacion del predio con relacion a las calles mas cercanas; V. Especificacion de materiales y equipo por utilizar, y	Para el 93 nos menciona que se requiere del visto bueno del departamento para emplear recubrimientos y decorados inflamables en zonas de concentración de personas en las edificaciones de riesgo mayor. En 2004 nos dice que los proyectos deben de contener como mínimo en su parte de instalaciones eléctricas lo que menciona el artículo.

Art. 130 Los plafones y sus elementos de suspensión y sustentación se construirán exclusivamente con materiales cuya resistencia al fuego sea de una hora por lo menos	Art. 130 Las instalaciones eléctricas de las edificaciones deben ajustarse a las disposiciones establecidas en las Normas y las Normas Oficiales Mexicanas y Normas Mexicanas.	Para el 93 nos habla de la resistencia al fuego sea de una hora por lo menos (los plafones y elementos. En el 2004 nos habla de las instalaciones eléctricas sujetas a las normas.
Art. 131 Las chimeneas deberán proyectarse de tal manera que los humos y gases sean conducidos por medio de un tiro directamente al exterior en la parte superior de la edificación, debiendo instalarse la salida a una altura de 1.50 m. sobre el nivel de la azotea; se diseñarán de tal forma que periódicamente puedan ser deshojadas y limpiadas.	Art. 131 Los locales habitables, cocinas y baños domésticos deben contar, por lo menos, con un contacto y salida para iluminación con la capacidad nominal que se establezca en la Norma Oficial Mexicana.	Para el 93 nos habla de las chimeneas y las características que debe contener. En el 2004 nos menciona de los locales habitables cocinas y baños domésticos como lo estableció la norma oficial mexicana
Art. 132 Las campanas de estufas o fogones excepto de viviendas unifamiliares, estarán protegidas por medio de filtros de grasa entre la boca de la campana y su unión con la chimenea y por sistemas contra incendio de operación automática o manual	Art. 132 El sistema de iluminación eléctrica de las edificaciones de vivienda debe tener, al menos, un apagador para cada local; para otros usos o destinos, se debe prever un interruptor o apagador por cada 50 m ² o fracción de superficie iluminada. La instalación se sujetará a lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana.	Para el 93 nos habla de las campanas de estufas o fogones y los requisitos que estos deben contener. En el 2004 nos habla de la iluminación eléctrica de las edificaciones y las características que debe contener como lo marca la norma oficial mexicana.
Art. 133 En los pavimentos de las áreas de circulaciones generales de edificios, se emplearán únicamente materiales a prueba de fuego, y se deberán instalar letreros prohibiendo la acumulación de elementos combustibles y cuerpos extraños en éstas	Art. 133 Las edificaciones de salud, recreación, comunicaciones y transportes debe de cumplir con lo establecido en las Normas y las Normas Oficiales Mexicanas	Para el 93 nos habla de las características que debe de contener el pavimento de circulaciones generales de edificios. En 2004 nos dice de las edificaciones de salud, recreación, comunicaciones y transportes debe de cumplir con lo establecido en las normas.
Art. 134 Los edificios e inmuebles destinados a estacionamiento de vehículos deberán contar, además de las protecciones señaladas en esta sección	Art. 134 Las edificaciones que requieran instalaciones de combustibles deben ajustarse con las disposiciones establecidas en las Normas, así como en las Normas Oficiales Mexicanas y demás disposiciones aplicables.	Para el 93 habla de los edificios e inmuebles destinados a estacionamientos de vehículos de lo que deben de contener. En el 2004 nos habla de las edificaciones que requieran de instalaciones de combustible establecido en la norma.
Art. 135 Las casetas de proyección en edificaciones de entretenimiento tendrán su acceso y salida independientes de la sala de función; no tendrán comunicación con ésta; se ventilarán por medios artificiales y se construirán con materiales incombustibles	Art. 135 Las instalaciones telefónicas, de voz y datos y de telecomunicaciones de las edificaciones, deben ajustarse con lo que establecen las Normas y demás disposiciones aplicables.	Para el 93 habla de las edificaciones de entretenimiento deben de tener su acceso y salida independientes. En el 2004 nos habla de las instalaciones telefónicas que deben de ajustarse con lo que establece la norma.
Art. 136 El diseño, selección, ubicación e instalación de los sistemas contra incendio en edificaciones de riesgo mayor	Art. 136 Las edificaciones que requieran instalaciones para acondicionamiento de aire o expulsión de aire hacia el exterior deben sujetarse a las disposiciones establecidas en las Normas, así como en las Normas Oficiales Mexicanas.	Para el 93 nos habla del diseño, selección, ubicación e instalación de los sistemas contra incendios de edificaciones de riesgo mayor. En el 2004 nos habla del acondicionamiento de aire o expulsión de este al exterior de acuerdo a la norma.

Art.137 Los casos no previstos en esta sección, quedarán sujetos a las disposiciones que al efecto dicte el Departamento.	Art.137 Los procedimientos de revisión de la seguridad estructural para construcciones como puentes, túneles, torres, chimeneas y estructuras no convencionales deben ser aprobados por la Secretaría de Obras y Servicios.	Para el 93 nos dice de los casos no previstos en esta sección quedara sujeto a lo que diga el departamento. En el 2004 nos habla de la seguridad estructural para puentes, túneles, torres, etc. deben ser aprobados por la secretaria de obras y servicios.
Art.138 Los locales destinados a la guarda y exhibición de animales y las edificaciones de deportes y recreación, deberán contar.	Art.138 La Secretaria de Obras y Servicios expedirá Normas para definir los requisitos específicos de ciertos materiales y sistemas estructurales.	Para el 93 nos habla de los locales destinados a la guarda y exhibición de animales y las características de estos locales. En el 2004 de los materiales y sistemas estructurales por la norma.
Art.139 Los aparatos mecanicos de ferias deberán contar con rejas o barreras de por lo menos 1.20 m de altura, en todo su perimetro a una distancia de por lo menos 1.50 m de la proyección vertical de cualquier giro o movimiento del aparato mecánico	Art.139 Para los efectos de este Titulo las construcciones se clasifican en los siguientes grupos: I. Grupo A II. Grupo B	Para el 93 nos habla de los aparatos mecánicos y los requisitos que deben tener. En el 2004 nos habla de clasificacion de las construcciones
Art.140 Los locales destinados al depósito o venta de explosivos y combustibles deberán cumplir con lo que establezcan las Normas Técnicas Complementarias	Art.140 El proyecto de las edificaciones debe considerar una estructuracion eficiente para resistir las acciones que puedan afectar la estructura, con especial atencion a los efectos sísmicos.	En el 93 nos habla de los locales destinados al deposito o venta de explosivos que debe de cumplir con la norma. Para el 2004 nos habla de edificaciones con especial atención a efectos sísmicos
Art.141 Las edificaciones deberán estar equipadas con sistemas pararrayos en los casos y bajo las condiciones que se determinen en las Normas Técnicas Complementarias.	Art.141 Toda edificación debe separarse de sus linderos con predios vecinos la distancia que señala la Norma correspondiente.	Para el 93 nos habla de las edificaciones equipadas con pararrayos. En el 2004 nos dice que toda edificación debe separarse de los linderos con predios vecinos.
Art.142 Los vidrios, ventanas, cristales y espejos de piso a techo, en cualquier edificacion deberán contar con barandales y manguetes.	Art.142 Los acabados y recubrimientos cuyo desprendimiento pudiera ocasionar daños a los ocupantes de la edificación o a quienes transiten en su exterior, deben fijarse mediante procedimientos aprobados por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso	Para el 93 nos dice las características que debe de contener los vidrios, ventanas, cristales. En el 2004 nos habla de los acabados y recubrimientos que deben de ser aprobados por el director de obras y por el corresponsable en seguridad estructural.
Art.143 Las edificaciones señaladas en este articulo deberán contar con un local de servicio médico consistente en un consultorio con mesas de exploración, botiquin de primeros auxilios y un sanitario con lavabo y excusado	Art.143 Los elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura, o que tengan un peso considerable,	Para el 93 nos dice que las edificaciones deben de contar con servicio medico y las características que debe de contener. En 2004 nos habla de los elementos no estructurales.
Art.144 Las albercas deberán contar, en todos los casos, con los siguientes elementos y medidas de protección	Art.144 Los anuncios adosados, colgantes, en azotea, auto soportados y en marquesina, deben ser objeto de diseño estructural en los términos de este Titulo, con particular atención a los efectos del viento.	Para el 93 nos habla de las características y medidas que debe de contar las albercas. En el 2004 nos dice que los anuncios colgados deben de ser objeto de diseño estructural en los términos de este titulo.

Art.145. Las edificaciones que se proyecten en zonas del patrimonio histórico, artístico o arqueológico de la Federación o del Distrito Federal, deberán sujetarse a las restricciones.	Art.145 Cualquier perforación o alteración de un elemento estructural para alojar ductos o instalaciones deberá ser aprobada por el Director Responsable de Obra o por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso.	Para el 93 este artículo ya lo habíamos visto en el 2004, para este año nos dice que cualquier perforación deberá ser aprobada por el director responsable de obra o, por el corresponsable.
Art.146 Derogado	Art.146 Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación	Para el 93 esta derogado. Del 2004 nos habla nos dice que toda edificación debe contar con un sistema estructural bien diseñado
Art.147 Derogado	Art.147 Toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos	93 esta derogado. 2004 toda estructura debe de cumplir con los requisitos básicos.
Art.148 Se permitirá el uso de vidrios y materiales reflejantes en las fachadas de las edificaciones siempre y cuando se demuestre, mediante los estudios de asoleamiento y reflexión especular, que el reflejo de los rayos solares no provocará un daño.	Art.148 Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.	93 nos dice que se permitirá el uso de vidrios de acuerdo a los requisitos que aquí se exigen. En el 2004 dice de la carga de las estructuras o de cualquiera de sus componentes.
Art.149 Las fachadas de colindancia de las edificaciones de cinco niveles o más de patios de iluminación y ventilación de edificaciones vecinas, deberán tener acabados impermeables y de color claro	Art.149 Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.	93 nos dice que las fachadas de colindancia deberá de tener acabados impermeables. En 2004 nos habla de estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación.
Art.150 Los conjuntos habitacionales, las edificaciones de cinco niveles o más y las edificaciones ubicadas en zonas cuya red pública de agua potable tenga una presión inferior a diez metros de columna de agua, deberán contar con cisternas calculadas para almacenar dos veces la demanda mínima diaria de agua potable de la edificación y equipadas con sistema de bombeo	Art.150 En el diseño de toda estructura deben tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo. Las intensidades de estas acciones que deban considerarse en el diseño y la forma en que deben calcularse sus efectos se especifican en las Normas correspondientes.	En el 93 nos dice que los conjuntos habitacionales de más de 5 niveles deberán de contar con cisterna con el doble de capacidad para la demanda mínima de agua. El 2004 nos dice que el diseño de toda estructura debe de tomarse en cuenta las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento.
Art.151 Los tinacos deberán colocarse a una altura de, por lo menos, dos metros arriba del mueble sanitario más alto. Deberán ser de materiales impermeables e inocuos y tener registros con cierre hermético y sanitario.	Art.151 Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obren sobre las estructuras con su intensidad máxima, las cuales están contenidas en las Normas correspondientes.	Para el 93 nos dice las características que debe de contener los tinacos. Para el 2004 nos habla de las categorías de acciones de acuerdo a su duración las cuales están en las normas.

Art.152 Las tuberías, conexiones y válvulas para agua potable deberán ser de cobre rígido, cloruro de polivinilo, fierro galvanizado o de otros materiales que aprueben las autoridades competentes	Art.152 Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas.	Para el 93 nos dice que material pueden ser las conexiones de las tuberías. En el 2004 que se puede considerar el diseño el efecto se acciones cuyas intensidades no estén especificadas.
Art.153 Las instalaciones de infraestructura hidráulica y sanitaria que deban realizarse en el interior de predios de conjuntos habitacionales, industriales, comerciales, de servicio, mixtos y otras edificaciones de gran magnitud que requieran de licencia de uso del suelo, deberán sujetarse a las disposiciones que emita el Departamento del Distrito Federal.	Art.153 La seguridad de una estructura debe verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones que se describen en las Normas.	Para el 93 dice que las instalaciones de infraestructura hidráulica y sanitaria de deberán de sujetarse a las disposiciones que diga este artículo. El 2004 dice de la seguridad de una estructura debe de verificarse por el efecto combinado que se describen en las normas
Art.154 Las instalaciones hidráulicas de baños y sanitarios deberán tener llaves de cierre automático o aditamentos economizadores de agua; los excusados tendrán una descarga máxima de seis litros en cada servicio; las regaderas y los mingitorios	Art.154 El propietario o poseedor del inmueble es responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.	El 93 dice que las instalaciones hidráulicas de baños y sanitarios deben de tener algunos requisitos. En el 2004 dice que el propietario es responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de edificación.
Art.155 En las edificaciones establecidas en la fracción II del artículo 53 de este Reglamento, el Departamento exigirá la realización de estudios de factibilidad de tratamiento y reúso de aguas residuales, sujetándose a lo dispuesto por la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente	Art.155 Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones se determinarán mediante un análisis estructural realizado por un método reconocido que tome en cuenta las propiedades de los materiales ante los tipos de carga que se estén considerando.	Para el 93 nos habla de que el departamento exigirá la realización de estudios de factibilidad de tratamiento de reúso de aguas residuales. En 2004 de las fuerza internas de deformaciones producidas por las acciones y como se determinara esta.
Art.156 En las edificaciones de habitación unifamiliar de hasta 500 m ² y consumos máximos de agua de 1.000 m ³ bimestrales, ubicadas en zonas donde exista el servicio público de alcantarillado de tipo separado, los desagües serán separados, uno para aguas pluviales y otro para aguas residuales	Art.156 Los procedimientos para la determinación de la resistencia de diseño y de los factores de resistencia correspondientes a los materiales y sistemas constructivos más comunes se establecen en las Normas de este Reglamento	Para el 93 habla de las edificaciones de habitación unifamiliar y las características que deben tener. En el 2004 habla de los procedimientos para la determinación de la resistencia de diseño que establecen las normas de reglamento.
Art.157 Las tuberías de desagüe de los muebles sanitarios deberán de ser de fierro fundido, fierro galvanizado, cobre, cloruro de polivinilo o de otros materiales que aprueben las autoridades competentes.	Art.157 La determinación de la resistencia debe llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con las Normas de este Reglamento	Para el 93 nos habla de las tuberías de desagüe de los sanitarios y las características que deben de tener. En el 2004 nos habla de la determinación de la resistencia debe de llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular esto de acuerdo a las normas que la exigen.

Art.158 Queda prohibido el uso de gárgolas o canales que descarguen agua a chorro fuera de los límites propios de cada predio.	Art.158 Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el y para cualquier estado limite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en las Normas.	En el 93 este artículo lo vimos; en el 2004 antes, mientras para este año nos habla de las distintas combinaciones de acciones especificadas y para cualquier estado limite de falla posible según lo especificado en las normas.
Art.159 Las tuberías o albañales que conducen las aguas residuales de una edificación hacia afuera de los límites de su predio, deberán ser de 15 cm De diámetro como mínimo, contar con una pendiente mínima de 2% y cumplir con las normas de calidad que expida la autoridad competente.	Art 159 Se podrán emplear criterios de diseño estructural diferentes de los especificados en este Capítulo y en las Normas si se justifican, a satisfacción de la Secretaría de Obras y Servicios, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en este Reglamento.	Para el 93 nos dice que las tuberías o albañales que conducen las aguas residuales de una edificación hacia fuera deberá de tener los siguientes requisitos que menciona. En el 2004 nos dice que se podrán emplear criterio de diseño estructurales diferentes a los especificado a este capítulo.
Art.160 Los albañales deberán tener registros colocados a distancias no mayores de diez metros entre cada uno y en cada cambio de dirección del albañal	Art.160 Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.	Para el 93 nos habla de los albañales deberán de tener registros como lo dice este artículo. En el 2004 nos habla de los considera cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos y las características que este artículo dice.
Art.161 En las zonas donde no exista red de alcantarillado público, el Departamento autorizará el uso de fosas sépticas de procesos bioenzimáticos de transformación rápida, siempre y cuando se demuestre la absorción del terreno.	Art.161 Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en las Normas.	Para el 93 nos habla de las zonas donde existe red de alcantarillado, público el departamento autorizará el uso de fosa sépticas tal como lo especifica este artículo. En el 2004 nos dice lo que se consideran cargas vivas estas se tomaran iguales a las especificadas en las normas.
Art.162 La descarga de agua de fregaderos que conduzcan a pozos de absorción o terrenos de oxidación deberán contar con trampas de grasa registrables	Art.162 Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deben tomar en consideración las que se indican en las Normas	Para el 93 nos dice de las descarga de aguas y a donde debe conducir. En el 2004 nos habla de las cargas vivas unitarias como se deben tomar en consideración en las normas.
Art.163 Se deberán colocar desarenadores en las tuberías de agua residual de estacionamientos públicos descubiertos y circulaciones empedradas de vehículos.	Art 163 Durante el proceso de la edificación deben considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. Estas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 1.5 KN/m ² (150 kg/m ²). Se considerara, además, una concentración de 1.5 KN (150 Kg) en el lugar más	En el 93 nos habla de la colocación de desarenadores en las tuberías de agua residual de estacionamientos públicos. Para el 2004 nos habla del proceso de de edificación deben de considerarse las cargas vivas y los requisitos que este artículo pone.

Art.164 En las edificaciones ubicadas en calles con red de alcantarillado público, el propietario deberá solicitar al Departamento la conexión del albañal con dicha red	Art.164 En las Normas se establecen las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos. Los métodos de análisis y los requisitos para estructuras específicas se detallarán en las Normas.	Para el 93 este artículo ya lo habíamos visto para el 2004, mientras para este año nos habla de las Normas se establecen las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos de acuerdo a las normas.
Art.165 Los proyectos deberán contener como mínimo, en su parte de instalaciones eléctricas, lo siguiente: I. Diagrama unifilar; II. Cuadro de distribución de cargas por circuito;	Art.165 las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. En el caso de estructuras que no cumplan con las condiciones de regularidad, deben analizarse mediante modelos tridimensionales, como lo especifican las Normas.	Para el 93 los proyectos deberán de contener como mínimo en su parte de las instalaciones eléctricas algunos requisitos que se piden. En el 2004 las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno como especifica la norma.
Art.166 Las instalaciones eléctricas de las edificaciones deberán ajustarse a las disposiciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias de Instalaciones Eléctricas y por este Reglamento	Art.166 Toda edificación debe separarse de sus linderos con los predios vecinos o entre cuerpos en el mismo predio según se indica en las Normas.	Para el 93 nos dice de las especificaciones eléctricas deberán de ajustarse a lo que dice este artículo. En el 2003 dice que toda edificación debe de separarse de sus linderos.
Art.167 Los locales habitables, cocinas y baños domésticos deberán contar por lo menos, con un contacto o salida de electricidad con una capacidad nominal de 15 amperes.	Art.167 El análisis y diseño estructural de otras construcciones que no sean edificios, se harán de acuerdo con lo que marquen las Normas y, en los aspectos no cubiertos por ellas, se hará de manera congruente con ellas y con este Capítulo, previa aprobación de la Secretaría de Obras y Servicios	Para el 93 nos dice de los locales habitables, cocinas y baños domésticos deberán de contar con lo que dice este artículo. En 2004 habla del análisis y diseño estructural de otras construcciones que no sean edificios es de acuerdo como lo marca la norma.
Art.168 Los circuitos eléctricos de iluminación de las edificaciones consideradas deberán observar lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias	Art.168 Las bases para la revisión de la seguridad y condiciones de servicio de las estructuras ante los efectos de viento y los procedimientos de diseño se establecen en las Normas.	Para el 93 nos habla de los circuitos eléctricos de iluminación considerando lo dispuesto en la norma. En 2004 no dice de las bases para la revisión de la seguridad.
Art.169 Las edificaciones de salud, recreación y comunicaciones y transportes deberán tener sistemas de iluminación establecidos por este Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias para esos locales.	Art.169 Toda edificación se soportará por medio de una cimentación que cumpla con los requisitos relativos al diseño y construcción que se establecen en las Normas.	Para el 93 nos dice de las edificaciones de salud debe de tener sistemas de iluminación establecido por este artículo. En 2004 nos habla que toda edificación esta soportada por medio de cimentación como lo dice la norma.
Art.170 Las edificaciones que requieran instalaciones de combustibles deberán cumplir con las disposiciones establecidas por las autoridades competentes, así como por las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento	Art.170 Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales: Zona I. Zona II. Zona III.	Para el 93 nos habla de las edificaciones que requieran de combustible y las leyes que este artículo lo establezca. En el 2004 nos habla de cómo se divide el distrito federal en tres zonas como lo menciona este artículo.

Art.171 Las edificaciones que requieran instalaciones telefónicas deberán cumplir con lo que establezcan las Normas Técnicas de Instalaciones Telefónicas de Teléfonos de México, S. A. , así como las siguientes disposiciones	Art.171 La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio debe ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación.	Para el 93 nos habla de las edificaciones que requieran de instalaciones telefónicas y los requisitos que deben cubrir. En 2004 nos habla de la investigación del subsuelo para pruebas de laboratorio para el diseño de cimentación.
Art.172 Este titulo contiene los requisitos que deben cumplirse en el proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales, así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación	Art.172 Deben investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomos, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.	Para el 93 nos habla de los requisitos ejecución y mantenimiento de una edificación. En condiciones favorables de operación.
Art.173 El Departamento expedirá Normas Técnicas Complementarias para definir los requisitos específicos de ciertos materiales y sistemas estructurales, así como procedimientos de diseño para acciones particulares, como efectos de sismos y de vientos	Art.173 En el diseño de toda cimentación, se considerarán los estados limite de falla y de servicio tal y como se indican en las Normas.	Para el 93 nos habla de que el Departamento expedirá Normas Técnicas Complementarias para definir los requisitos específicos de ciertos materiales y sistemas estructurales. En el 2004 nos habla del diseño de toda la cimentación tal como lo indica la norma.
Art.174 Para los efectos de este Titulo las construcciones se clasifican en los siguientes grupos: I Grupo A II. Grupo B	Art.174 En el diseño de las excavaciones se considerarán los estados limite de falla y de servicio tal y como se indican en las Normas.	Para el 93 nos da una clasificación de las construcciones. En 2004 nos habla del diseño de las excavaciones se considera los estados limites de falla y de servicio como esta en la norma
Art.175 Para fines de estas disposiciones, el Distrito Federal se considera dividido en las zonas I a III, dependiendo del tipo de suelo.	Art.175 Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deben diseñarse de tal forma que no rebasen los siguientes estados limite de falla.	Para el 93 nos dice que el distrito esta dividido en tres zonas dependiendo del tipo de suelo. En 2004 los muros de contención deben de ser construidos con el estado limite de falla.
Art.176 El proyecto arquitectónico de una edificación deberá permitir una estructuración eficiente para resistir las acciones que puedan afectar la estructura, con especial atención a los efectos sísmicos	Art.176 En las edificaciones del Grupo A y Subgrupo B1, deben hacerse nivelaciones durante la edificación y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia edificación, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.	Para el 93 nos dice que el proyecto arquitectónico debe de resistir los efectos de un sismo en especial. En 2004 nos habla de las edificaciones del grupo A y subgrupo B1 que deben de hacerse nivelaciones para que queden bien y no afecten a otras.

Art.177 Toda edificación deberá separarse de sus linderos con predios vecinos a una distancia cuando menos igual a la que se señala en el artículo 211 de este Reglamento, el que regirá también las separaciones que deben dejarse en juntas de edificación entre cuerpos distintos de una misma edificación	Art.177 No es necesario revisar la seguridad de edificaciones construidas antes del año 1900 si no han sufrido daños o inclinación significativos y siempre que no se hayan modificado sus muros u otros elementos estructurales ni se hayan incrementado significativamente las cargas originales	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla de la seguridad de las edificaciones construidas antes del año 1900 para ver si no tienen daños, inclinaciones etc. significativos.
Art.178 Los acabados y recubrimientos cuyo desprendimiento pueda ocasionar daños a los ocupantes de la edificación o a los que transiten en su exterior, deberán fijarse mediante procedimientos aprobados por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso	Art.178 Todo propietario o poseedor de un inmueble tiene obligación de denunciar ante la Delegación los daños de que tenga conocimiento que se presenten en dicho inmueble, como los que pueden ser debidos a efectos del sismo, viento, explosión, incendio, hundimiento, peso propio de la edificación y de las cargas adicionales que obran sobre ella, o a deterioro de los materiales e instalaciones.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla que los propietarios están obligados a denunciar ante la delegación si su inmueble sufrió. Algún daño por siniestro pueden ser causado por sismos, viento, hundimiento etc.
Art.179 Los elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura, o que tengan un peso considerable deberán ser aprobados en sus características y en su forma de fijación por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que éste sea requerido.	Art.179 propietarios o poseedores de las edificaciones que presenten daños, recabarán la constancia de seguridad estructural por parte de un Corresponsable en Seguridad Estructural, y del buen estado de las instalaciones por parte de los Corresponsables respectivos.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Los propietarios o poseedores de edificaciones que presenten daño recabaran la constancia de seguridad estructural por parte de un corresponsable de seguridad estructural y buen estado de las instalaciones por parte de los corresponsables.
Art.180 Los anuncios adosados, colgantes y de azotea, de gran peso y dimensiones deberán ser objeto de diseño estructural en los terminos de este Titulo, con particular atención a los efectos del viento	Art.180 proyecto de refuerzo estructural y las renovaciones de las instalaciones de una edificación, a que se refiere el artículo anterior, debe cumplir con lo siguiente: requisitos.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla del proyecto de refuerzo estructural y las renovaciones de las instalaciones de una edificación.
Art.181 Cualquier perforación o alteración en un elemento estructural para alojar ductos o instalaciones deberá ser aprobado por el Director Responsable de Obra o por el Corresponsable en Seguridad Estructural.	Art.181 Para la revisión de la seguridad estructural en edificaciones que estén inclinadas más de 1% de su altura, se incrementarán los coeficientes de diseño sísmico, según se establece en las Normas.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla Para la revisión de la seguridad estructural en edificaciones que estén inclinadas más de 1% de su altura.
Art.182 Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes: I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida	Art.182 Antes de iniciar las obras de refuerzo y reparación, debe demostrarse que la edificación dañada cuenta con la capacidad de soportar las cargas verticales estimadas y 30 % de las laterales que se obtendrían aplicando las presentes disposiciones con las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla de que Antes de iniciar las obras de refuerzo y reparación, debe demostrarse que la edificación dañada cuenta con la capacidad de soportar las cargas verticales estimadas.

Art. 183 Se considerará como estado limite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.	Art. 183 obras provisionales, como tribunas para eventos especiales, pasos de carácter temporal para peatones o vehículos durante obras viales o de otro tipo, tapiales, obras falsas y cimbras, deben proyectarse para cumplir los requisitos de seguridad de este Reglamento. 65	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos dice de las obras provisionales, como tribunas para eventos especiales, pasos de carácter temporal para peatones o vehículos durante obras viales o de otro tipo.
Art. 184 Se considerará como estado limite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.	Art. 184 Las modificaciones de edificaciones existentes, que impliquen una alteración en su funcionamiento estructural, serán objeto de un proyecto estructural que garantice que tanto la zona modificada como la estructura en su conjunto y su cimentación cumplan con los requisitos de seguridad de este Reglamento.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla de las modificaciones de edificaciones existentes, que impliquen una alteración en su funcionamiento estructural.
Art. 185 En el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo	Art. 185 Será necesario comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga en los siguientes casos: lo que nos dice este artículo.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla de cómo comprobar la seguridad de una estructura.
Art. 186 Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima	Art. 186 realizar una prueba de carga mediante la cual se requiera verificar la seguridad de la estructura, se seleccionará la forma de aplicación de la carga de prueba y la zona de la estructura sobre la cual se aplicará, de acuerdo con las disposiciones.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos dice que para realizar una prueba de carga mediante la cual se requiera verificar la seguridad de la estructura, se seleccionará la forma.
Art. 187 Efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por el Departamento	Art. 187 Una copia de los planos registrados y de la licencia de construcción especial, debe conservarse en las obras durante la ejecución de éstas y estar a disposición de la Delegación.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos dice que debemos de tener una copia de los planos registrados y de la licencia de construcción especial, debe conservarse en las obras durante la ejecución de éstas.
Art. 188 La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones	Art. 188 Los materiales de construcción, escombros u otros residuos con excepción de los peligrosos, generados en las obras, podrán colocarse en las banquetas de vía pública por no más de 24 horas, sin invadir la superficie de radamiento	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los escombros u otros residuos con excepción de los peligrosos, generados en las obras, podrán colocarse en las banquetas de vía pública por no más de 24 horas.
Art. 189 Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones se determinarán mediante un análisis estructural realizado por un método reconocido que tome en	Art. 189 Los vehículos que carguen o descarguen materiales para una obra podrán realizar sus maniobras en la vía pública durante los horarios que autorice la Delegación.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los vehículos que carguen o descarguen materiales para una obra podrán realizar sus maniobras

cuenta las propiedades de los materiales ante los tipos de carga que se estén considerando.		en la vía pública durante los horarios que se autorice.
Art.190 Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualesquiera de sus componentes.	Art.190 Los escombros, excavaciones y cualquier otro obstáculo para el tránsito en la vía pública, originados por obras públicas o privadas, serán protegidos con barreras de acuerdo al Manual de Dispositivos para el Control de Tránsito en Zonas Urbanas y Suburbanas emitido por la Secretaría de Transporte y Vialidad.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los escombros, excavaciones y cualquier otro obstáculo para el tránsito en la vía pública, serán protegidos con barreras de acuerdo al Manual de Dispositivos para el Control de Tránsito en Zonas Urbanas.
Art.191 Los procedimientos para la determinación de la resistencia de diseño y de los factores de resistencia correspondientes a los materiales y sistemas constructivos se establecerán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.	Art.191 Los propietarios o poseedores están obligados a reparar por su cuenta las banquetas y guarniciones que hayan deteriorado con motivo de la ejecución de la obra.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los propietarios están obligados a reparar por su cuenta las banquetas y guarniciones que hayan deteriorado.
Art.192 La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con el artículo 188 de este Reglamento.	Art.192 Los equipos eléctricos en instalaciones provisionales, utilizados durante la obra, deben cumplir con las Normas Oficiales Mexicanas que correspondan	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los equipos eléctricos en instalaciones provisionales, utilizados durante la obra, deben cumplir con las Normas Oficiales
Art 193 Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el artículo 188 de este Reglamento	Art.193 Los propietarios o poseedores de las obras cuya construcción sea suspendida por cualquier causa por más de 60 días naturales, están obligados a dar aviso a la autoridad correspondiente, a limitar sus predios con la vía pública por medio de cercas o bardas y a clausurar los vanos que fuere necesarios, a fin de impedir el acceso a la construcción.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los propietarios cuya construcción sea suspendida por cualquier causa por más de 60 días están obligados a dar aviso a la autoridad correspondiente.

Art.194 El factor de carga se determinará de acuerdo con las reglas que se mencionan en este artículo.	Art.194 Los tapiales, de acuerdo con su tipo, deberán ajustarse a las siguientes disposiciones: del artículo.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido.
Art.195 Se podrán emplear criterios de diseño diferentes de los especificados en este capítulo y en las Normas Técnicas Complementarias si se justifica, a satisfacción del Departamento, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en este Ordenamiento, tal justificación deberá realizarse previamente a la solicitud de la licencia	Art.195 Durante la ejecución de cualquier edificación, el Director Responsable de Obra o el propietario de la misma, si ésta no requiere Director Responsable de Obra, tomarán las precauciones, adoptarán las medidas técnicas y realizarán los trabajos necesarios para proteger la vida y la integridad física de los trabajadores y la de terceros el Reglamento Federal de Seguridad, Higiene y Medio Ambiente de Trabajo.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que durante la ejecución de cualquier edificación, el Director Responsable de Obra, tomarán las precauciones, adoptarán las medidas técnicas y realizarán los trabajos necesarios para proteger la vida y la integridad física de los trabajadores y la de terceros.
Art.196 Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.	Art.196 Durante las diferentes etapas de construcción de cualquier edificación, deben tomarse las precauciones necesarias para evitar los incendios y para combatirlos mediante el equipo de extinción adecuado. Esta protección debe proporcionarse tanto al área ocupada por la obra en sí, como a las colindancias, bodegas, almacenes y oficinas.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que durante las diferentes etapas de construcción de cualquier edificación, deben tomarse las precauciones necesarias para evitar los incendios y para combatirlos mediante el equipo de extinción adecuado.
Art.197 El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 Kg /m ²	Art.197 Deben usarse redes de seguridad donde exista la posibilidad de caída de los trabajadores de las edificaciones, cuando no puedan usarse cinturones de seguridad, líneas de amarre o andamios con barandales.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla de la seguridad de los trabajadores en las edificaciones.
Art.198 Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las Edificaciones y que no tienen carácter permanente	Art.198 Los trabajadores deben usar los equipos de protección personal en los casos que se requiera, de conformidad con el Reglamento Federal de Seguridad, Higiene y Medio Ambiente de Trabajo.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los trabajadores deben usar los equipos de protección personal en los casos que se requiera.

Art.199 Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones que se mencionan.	Art.199 En las obras deben proporcionarse a los trabajadores servicios provisionales de agua potable y un sanitario portátil, excusado o letrina por cada 25 trabajadores o fracción excedente de 15; y mantener permanentemente un botiquín con los medicamentos e instrumentales de curación necesarios para proporcionar primeros auxilios.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que en las obras deben proporcionarse a los trabajadores servicios provisionales de agua potable y un sanitario y botiquín de primeros auxilios.
Art.200 Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse; estas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos	Art.200 Los materiales empleados en la construcción deben ajustarse a las siguientes disposiciones que se mencionan en este artículo	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Habla de que los materiales empleados en la construcción deben ajustarse a las disposiciones que se mencionan en este artículo.
Art.201 El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado	Art.201 Los materiales de construcción deben ser almacenados en las obras de tal manera que se evite su deterioro y la intrusión de materiales extraños que afecten las propiedades y características del material.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Habla de que los materiales de construcción deben ser almacenados en las obras de tal manera que se evite su deterioro.
Art.202 En este Capítulo se establecen las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos.	Art.202 El Director Responsable de Obra, debe vigilar que se cumpla con este Reglamento y con lo especificado en el proyecto, principalmente en lo que se refiere a los siguientes aspectos que menciona en este artículo.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que el Director Responsable de Obra, debe vigilar que se cumpla con este Reglamento.
Art.203 Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno	Art.203 Podrán utilizarse los nuevos procedimientos de construcción que el desarrollo de la técnica introduzca hechas. Basándose en este artículo.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que podrán utilizarse los nuevos procedimientos de construcción.
Art.204 Tratándose de muros divisorios, de fachada o de colindancia, se deberán observar las siguientes reglas que menciona este artículo.	Art.204 Deben realizarse las pruebas de verificación de calidad de materiales que señalen las normas oficiales correspondientes y las Normas.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que deben realizarse las pruebas de verificación de calidad de materiales.
Art.205 Para los efectos de este Capítulo se consideraran las zonas del Distrito Federal que fija el artículo 219 de este Reglamento.	Art.205 Los elementos estructurales que se encuentren en ambiente corrosivo o sujetos a la acción de agentes físicos, químicos o biológicos que puedan hacer disminuir su resistencia, deben ser de material resistente a dichos efectos, o recubiertos con materiales o sustancias protectoras dentro de las condiciones previstas en el proyecto.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los elementos estructurales deben ser de material resistente, o recubiertos con materiales o sustancias protectoras dentro de las condiciones previstas en el proyecto.

Art.206 El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel..	Art.206 En las edificaciones en que se requiera llevar registro de posibles movimientos verticales, de acuerdo con el artículo 176 de este Reglamento	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que las edificaciones en que se requiera llevar registro de posibles movimientos verticales.
Art.207 Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas, empleando para ello los criterios que fijen las Normas Técnicas Complementarias, en función de las características estructurales y del terreno	Art.207 Antes de iniciarse una construcción debe verificarse el trazo del alineamiento del predio con base en la constancia de alineamiento y número oficial, y las medidas de la poligonal del perímetro, así como la situación del predio en relación con los colindantes, la cual debe coincidir con los datos correspondientes del título de propiedad, en su caso.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos dice que antes de iniciarse una construcción debe verificarse el trazo del alineamiento del predio con base en la constancia de alineamiento y número oficial debe coincidir con los datos correspondientes del título de propiedad.
Art.208 Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismo combinados con los que correspondan a otras solicitaciones, y afectados del correspondiente factor de carga	Art.208 Para la ejecución de las excavaciones y la construcción de cimentaciones se observarán las disposiciones del Capítulo VIII del Título Sexto de este Reglamento, así como las Normas.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que para la ejecución de las excavaciones y la construcción de cimentaciones se observarán las disposiciones del Capítulo VIII.
Art.209 Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico mencionado	Art.209 Si en el proceso de una excavación se encuentran restos fósiles o arqueológicos, se debe suspender de inmediato la excavación en ese lugar y notificar a la Delegación para que lo haga del conocimiento de las dependencias de la Administración Pública Federal y/ o Local competentes.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que en el proceso de una excavación se encuentran restos fósiles o arqueológicos, se debe suspender de inmediato la excavación en ese lugar y notificar a la Delegación.
Art 210 En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en los marcos o la liga de éstos con la estructura serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios	Art.210 El uso de explosivos en excavaciones queda condicionado a la autorización y cumplimiento de los ordenamientos que señale la Secretaría de la Defensa Nacional y a las restricciones y elementos de protección que ordene la Delegación.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que el uso de explosivos en excavaciones queda condicionado a la autorización y cumplimiento de los ordenamientos que señale la Secretaría de la Defensa Nacional.
Art.211 Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos según los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias.	Art.211 dispositivos empleados para transporte vertical de materiales o de personas durante la ejecución de las obras, deben ofrecer adecuadas condiciones de seguridad.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los dispositivos empleados para transporte vertical de materiales o de personas adecuadas condiciones de seguridad.
Art.212 El análisis y diseño estructurales de puentes, tanques, chimeneas, silos, muros de retención y otras, se harán de acuerdo con lo que marquen las Normas Técnicas Complementarias	Art.212 Las máquinas elevadoras y bandas transportadoras empleadas durante la ejecución de las obras, incluidos sus elementos de sujeción, anclaje y sustentación, deben:	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Habla de las máquinas elevadoras y bandas transportadoras empleadas durante la ejecución de las obras.
Art.213 En este Capítulo se establecen las bases para la revisión de la seguridad y condiciones de servicio de las estructuras ante los efectos de viento las Normas	Art.213 Antes de instalar grúas-torre en una obra, se debe despejar el sitio para permitir el libre movimiento de la carga y del brazo giratorio y vigilar que dicho movimiento no dañe	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que antes de instalar grúas-torre en una obra, se debe despejar el sitio para permitir el libre

Técnicas Complementarias respectivas.	edificaciones vecinas, instalaciones o líneas eléctricas en vía pública.	movimiento de la carga y del brazo giratorio y vigilar que dicho movimiento no dañe edificaciones vecinas.
Art.214 Las estructuras se diseñarán para resistir los efectos de viento proveniente de cualquier dirección. Deberá revisarse el efecto del viento sobre la estructura en su conjunto y sobre sus componentes directamente expuestos a dicha acción.	Art.214 Las instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, etc. y las que señale este artículo, para lo cual deben cumplir con lo señalado en este Capítulo, en las Normas y las demás disposiciones aplicables a cada caso.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla de las instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, etc y las que señale este artículo.
Art.215 En edificios en que la relación entre la altura y la dimensión mínima en planta es menor que cinco, diseño especificada en el artículo siguiente y de este artículo.	Art.215 En las instalaciones se emplearán únicamente tuberías, válvulas, conexiones materiales y productos que satisfagan las Normas y las demás disposiciones aplicables.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice se emplearán únicamente tuberías, válvulas, materiales y productos que satisfagan las Normas.
Art.216 El Distrito Federal se tomara como base una velocidad de viento de 80 km/hr. Para el diseño de las Edificaciones del grupo B del artículo 174 de este Reglamento.	Art.216 Los procedimientos para la colocación de instalaciones se sujetarán a las siguientes disposiciones que dice el artículo.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla de los procedimientos para la colocación de instalaciones.
Art.217 los requisitos mínimos para el diseño y edificación de cimentaciones. Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y edificación y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento	Art.217 tramos de tuberías de las instalaciones hidráulicas, sanitarias, contra incendio, de gas, vapor, combustibles líquidos, aire comprimido, oxígeno y otros, deben unirse y sellarse herméticamente, de manera que se impida la fuga del fluido que conduzcan, en las Normas y demás disposiciones aplicables	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los tramos de tuberías de las instalaciones hidráulicas, sanitarias, contra incendio, de gas, vapor, combustibles líquidos, aire comprimido, oxígeno y otros, deben unirse y sellarse herméticamente.
Art.218 Toda edificación se soportará por medio de una cimentación apropiada.	Art.218 Las tuberías para las instalaciones se probarán según el uso y tipo de instalación, de acuerdo con lo indicado en las Normas	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que las tuberías se probarán según el uso y tipo de instalación.
Art.219 Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales: Zona I. Zona II. Zona III	Art.219 Las placas de materiales en fachadas se fijarán mediante el sistema que proporcione el anclaje necesario, y se tomarán las medidas que permitan los movimientos estructurales previsibles, así como para evitar el paso de humedad a través del revestimiento	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que las placas de materiales en fachadas se fijarán mediante el sistema que proporcione el anclaje necesario, y se tomarán las medidas que permitan los movimientos estructurales previsibles.
Art.220 La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación.	Art.220 Los vidrios y cristales deben colocarse tomando en cuenta los posibles movimientos de la edificación y contracciones ocasionadas por cambios de temperatura.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los vidrios y cristales deben colocarse tomando en cuenta los posibles movimientos de la edificación.
Art.221 Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las Edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño de la cimentación en proyecto.	Art.221 Las ventanas, cancelas, fachadas integrales y otros elementos de fachada deben resistir las cargas ocasionadas por ráfagas de viento, según lo que establece el Capítulo VII del Título Sexto de este Reglamento y las Normas	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que las ventanas, cancelas, fachadas integrales y otros elementos de fachada deben resistir las cargas ocasionadas por ráfagas de viento.
Art.222 En las zonas II y III	Art.222 Cuando la Administración	Estos dos artículos no tienen el

señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomará en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto	tenga conocimiento de que una edificación, estructura o instalación presente algún peligro para las personas o los bienes, previo dictamen técnico de autoridad competente, requerirá a su propietario o poseedor con la urgencia que el caso amerite, para que realice las reparaciones, obras o demoliciones necesarias, de conformidad con la Ley.	misimos contenido. Dice que cuando la Administración tenga conocimiento de que una edificación, estructura o instalación presente algún peligro para las personas o los bienes citara al propietario de esta.
Art.223 La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá, de acuerdo con el artículo 193 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño	Art.223 Cuando se interrumpa una excavación, las edificaciones y predios colindantes o a las instalaciones de la vía pública y que ocurran fallas en los taludes o fondo de la excavación por intemperismo prolongado, descompensación del terreno o por cualquier otra causa.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Dice que Cuando se interrumpa una excavación, las edificaciones y predios colindantes o a las instalaciones de la vía pública y que ocurran fallas.
Art.224 En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados limite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura. Como lo menciona este artículo.	Art.224 El propietario y el Director Responsable de Obra deben asegurarse de que las obras suspendidas, queden en condiciones de estabilidad y seguridad, que no impliquen un riesgo para los vecinos, peatones y construcciones contiguas.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Dice que el propietario y el Director Responsable de Obra deben asegurarse de que las obras suspendidas, queden en condiciones de estabilidad y seguridad, que no impliquen un riesgo
Art.225 En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones señaladas en los Capítulos IV a VII de este Título.	Art.225 Una vez concluidas las obras o los trabajos, el propietario o el Director Responsable de Obra dará aviso de terminación a la autoridad que ordenó los trabajos, quien verificará la correcta ejecución de los mismos, pudiendo, en su caso, ordenar su modificación.	Estos dos articulos no tienen el mismos contenido. Dice que una vez concluidas las obras o los trabajos, el propietario o el Director Responsable de Obra dará aviso de terminación a la autoridad que ordenó los trabajos.
Art.226 La seguridad de las cimentaciones contra los estados limite de falla se evaluará en terminos de la capacidad de carga neta, es decir, del máximo incremento de esfuerzo que pueda soportar el suelo al nivel de desplante.	Art.226 Si como resultado del dictamen tecnico y una vez que el particular hubiere sido requerido para realizar las reparaciones, obras o demoliciones indispensables y fuere necesario ejecutar algunos de los trabajos mencionados en el artículo 222 de este Reglamento.	Estos dos articulos no tienen el mismos contenido. Dice que si resultado del dictamen técnico y una vez que el particular hubiere sido requerido para realizar las reparaciones, obras o demoliciones.
Art.227 Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, fijarse tomando en cuenta las propiedades de la estructura y las de los suelos de apoyo	Art.227 En caso de desacuerdo del o los ocupantes de una construcción, en contra de la orden de desocupación a que se refiere el artículo anterior, los afectados podrán interponer recurso de inconformidad de acuerdo con lo previsto en la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal.	Estos dos articulos no tienen el mismos contenido. Dice que en caso de desacuerdo del o los ocupantes de una construcción, en contra de la orden de desocupación a que se refiere el artículo anterior, los afectados podrán interponer recurso de inconformidad.
Art.228 En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados limite como lo indica este artículo	Art.228 La autoridad competente podrá imponer como medida de seguridad la suspensión total de las obras, terminadas o en ejecución, de acuerdo con lo dispuesto por la Leyes y Reglamentos de este artículo.	Estos dos articulos no tienen el mismos contenido. Dice que la autoridad competente podrá imponer como medida de seguridad la suspensión total de las obras.

Art.229 Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados limite de falla que menciona el Art.	Art.229 La Delegación establecerá las medidas de protección que, además de lo dispuesto en la Ley Ambiental del Distrito Federal, deben cumplir los inmuebles como lo menciona este artículo y sus incisos.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Dice que la Delegación establecerá las medidas de protección que, además de lo dispuesto en la Ley Ambiental.
Art.230 Como parte del estudio de mecánica de suelos, se deberá fijar el procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la seguridad durante y después de la edificación	Art.230 Ningún inmueble podrá utilizarse para un uso diferente del autorizado ni modificar el funcionamiento estructural del proyecto aprobado, sin haber obtenido previamente el cambio de uso, de lo contrario, la Delegación ordenará, lo siguiente: en las fracciones.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Dice que ningún inmueble podrá utilizarse para un uso diferente del autorizado ni modificar el funcionamiento estructural del proyecto aprobado.
Art.231 La memoria de diseño incluirá una justificación del tipo de cimentación proyectado y especificados, así como una descripción explícita de los métodos de análisis usados y del comportamiento previsto para cada uno de los estados limite indicados en este Reglamento	Art.231 Los propietarios de predios tienen obligación de conservarlos en buenas condiciones, evitar que se conviertan en molestia o peligro para las personas o los bienes, reparar y corregir los desperfectos, fugas, de no rebasar las demandas de consumo del diseño autorizado en las instalaciones y observar, las siguientes incisos.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Dice que los propietarios de predios tienen obligación de conservarlos en buenas condiciones, evitar que se conviertan en molestia o peligro para las personas o los bienes.
Art.232 En las edificaciones del grupo A y subgrupo B1 a que se refiere, deberán hacerse nivelaciones, durante la edificación y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia edificación, a las Edificaciones vecinas y a los servicios públicos	Art.232. Las edificaciones que requieran de dictamen de impacto urbano o impacto urbano-ambiental, según lo establecido en el Título Cuarto de este Reglamento, deben contar con manuales de operación y mantenimiento, cuyo contenido mínimo será como dice este artículo.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Nos dice que las edificaciones que requieran de dictamen de impacto urbano o impacto urbano-ambiental, según lo establecido en el Título.
Art.233 Todo propietario o poseedor de un inmueble tiene obligación de denunciar ante el Departamento los daños de que tenga conocimiento que se presenten en dicho inmueble	Art.233 Los propietarios de las edificaciones deben conservar y exhibir, los planos, memoria de diseño y el libro de bitácora, que avalen la seguridad estructural de la edificación en su proyecto original y en caso de existir modificaciones, dichos planos y memoria de diseño deben estar actualizados.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Dice que los propietarios de las edificaciones deben conservar y exhibir, los planos, memoria de diseño y el libro de bitácora, que avalen la seguridad estructural de la edificación en su proyecto original.
Art.234 Los propietarios o poseedores de Edificaciones que presenten daños, recabarán un dictamen de estabilidad y seguridad por parte de un Corresponsable en Seguridad Estructural, y del buen estado de las instalaciones, por parte de los Corresponsables respectivos	Art.234 Las obras de ampliación sólo podrán ser autorizadas si el Programa y los Programas General, Delegacionales y/ o Parciales permiten el uso del suelo y la nueva densidad o intensidad de ocupación del suelo, y además, cumplen con los requerimientos que establecen la Ley y este Reglamento.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Dice que las obras d ampliación sólo podrán ser autorizadas si el Programa y los Programas General, delegacionales y/ o Parciales permiten el uso del suelo.
Art.235 El proyecto de refuerzo estructural y las renovaciones de las instalaciones de una edificación, con base en los dictámenes a que se refiere el artículo anterior, deberán cumplir con lo siguiente:	Art.235 En las obras de ampliación no se podrán sobrepasar los límites de resistencia estructural, las capacidades de servicio de las instalaciones eléctricas, hidráulicas y sanitarias de las edificaciones en uso, excepto en los casos que exista la infraestructura	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Nos habla que en las obras de ampliación no se podrán sobrepasar los límites de resistencia estructural, las capacidades de servicio de las

	necesaria para proporcionar el servicio, previa solicitud y aprobación de las autoridades correspondientes	instalaciones eléctricas, hidráulicas y sanitarias de las edificaciones en uso, excepto en los casos que exista la infraestructura necesaria.
Art 236 Antes de iniciar las obras y reparación, deberá demostrarse que el edificio dañado cuenta con la capacidad de soportar las cargas verticales estimadas y 30 por ciento de las laterales que se obtendrían aplicando las presentes disposiciones con las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras	Art.236 Con la solicitud de licencia de construcción especial para demolición considerada en el Título Cuarto de este Reglamento, se debe presentar un programa en el que se indicará el orden, volumen estimado y fechas aproximadas en que se demolerán los elementos de la edificación.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos dice que la solicitud de licencia de construcción especial para demolición, se debe presentar un programa en el que se indicará el orden, volumen estimado y fechas aproximadas en que se demolerán los elementos de la edificación.
Art.237 Las obras provisionales, como tribunas para eventos especiales, pasos de carácter temporal para peatones o vehículos durante obras viales o de otro tipo, tapiales, obras falsas y cimbras, deberán proyectarse para cumplir los requisitos de seguridad de este Reglamento.	Art.237 Las demoliciones de edificaciones con un área mayor de 60 m2 en planta baja o de un cuarto en cualquier otro nivel con un área mayor a 16 m2, deben contar con la responsiva de un Director Responsable de Obra o Corresponsable, en su caso, según lo dispuesto en el Título Cuarto de este Reglamento	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que las demoliciones de edificaciones con un área mayor de 60 m2 en planta baja o de un cuarto en cualquier otro nivel con un área mayor a 16 m2, deben contar con la responsiva de un Director de obra.
Art.238 Las modificaciones, que impliquen una alteración en su funcionamiento estructural, serán objeto de un proyecto estructural que garantice la zona modificada como la estructura en su conjunto y su cimentación cumplen con los requisitos de seguridad del Reglamento	Art.238 Cualquier demolición en zonas del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o cuando se trate de inmuebles parte del patrimonio cultural urbano y/o ubicados dentro del Área de Conservación Patrimonial del Distrito Federal y los que diga este artículo.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos habla que cualquier demolición en zonas del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o cuando se trate de inmuebles parte del patrimonio cultural urbano y los que diga este artículo.
Art.239 Será necesario comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga en los siguientes casos como nos dice las fracciones	Art.239 Previo al inicio de la demolición y durante su ejecución, se deben proveer todas las medidas de seguridad que determine en cada caso la Delegación.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido, nos habla del Previo al inicio de la demolición y durante su ejecución, se deben proveer todas las medidas de seguridad.
Art.240 Para realizar una prueba de carga mediante la cual se requiera verificar la seguridad de la estructura, se seleccionará la forma de aplicación de la carga de prueba y la zona de la estructura sobre la cual se aplicará, de acuerdo con las siguientes fracciones	Art.240 los casos autorizados de demolición con explosivos, la Delegación debe avisar a los vecinos la fecha y hora exacta de las explosiones, cuando menos con 24 horas de anticipación.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los casos autorizados de demolición con explosivos, la Delegación debe avisar a los vecinos, cuando menos con 24 horas de anticipación.
Art.241 Una copia de los planos registrados y la licencia de edificación, deberá conservarse en las obras durante la ejecución de éstas y estar a disposición de los supervisores del Departamento	Art.241 El procedimiento de demolición será propuesto por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en su caso y autorizado por la Delegación.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que el procedimiento de demolición será propuesto por el Director Responsable de Obra.
Art.242 Los materiales de construcción y los escombros de las obras podrán colocarse momentáneamente en las banquetas	Art.242 horario de trabajo en el proceso de las obras de demolición quedará comprendido entre las 8:00 y las 18:00 horas. En caso de que sea	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Nos dice que el horario de trabajo en el proceso de las obras de

de la vía pública, sin invadir la superficie de rodamiento, durante los horarios y bajo las condiciones que fije el Departamento para cada caso.	necesario ampliar o modificar este horario, previo consentimiento de los vecinos, se deberá solicitar a la Delegación su aprobación.	demolición quedará comprendido entre las 8:00 y las 18:00 horas. En caso necesario se ampliará.
Art.243 Los vehículos que carguen o descarguen materiales para una obra podrán estacionarse en la vía pública durante los horarios que fije el Departamento y con apego a lo que disponga al efecto el Reglamento de Tránsito del Distrito Federal	Art.243 Los materiales, desechos y escombros provenientes de una demolición deben ser retirados en su totalidad en un plazo no mayor de 30 días hábiles contados a partir del término de la demolición y bajo las condiciones que establezcan las autoridades correspondientes en materia de vialidad, transporte y sitio de disposición final	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que los materiales, desechos y escombros provenientes de una demolición deben ser retirados en su totalidad en un plazo no mayor de 30 días.
Art.244 Los escombros, excavaciones y cualquier otro obstáculo para el tránsito en la vía pública, originados por obras públicas o privadas, serán protegidos con barreras, y señalados adecuadamente por los responsables de las obras, con banderas y letreros durante el día y con señales luminosas claramente visibles durante la noche.	Art 244 Una vez registrada la manifestación de construcción o expedida la licencia de construcción especial, la Delegación y en su caso la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, ejercerá las funciones de vigilancia y verificación que correspondan.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Una vez registrada la manifestación de construcción o expedida la licencia de construcción especial, la Delegación y en su caso la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, ejercerá las funciones de vigilancia y verificación que correspondan.
Art.245 Los propietarios están obligados a reparar por su cuenta las banquetas y guarniciones que hayan deteriorado con motivo de la ejecución de la obra. En su defecto, el Departamento ordenará los trabajos de reparación o reposición con cargo a los propietarios o poseedores.	Art.245 Las verificaciones a que se refiere este Reglamento tienen por objeto comprobar que los datos y documentos contenidos en el registro de manifestación de construcción y de la licencia de construcción especial, referentes a obras o instalaciones que se encuentren en proceso o terminadas, cumplan con las disposiciones de la Ley.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que las verificaciones tienen por objeto comprobar que los datos y documentos contenidos en el registro de manifestación de construcción y de la licencia de construcción especial, referentes a obras o instalaciones que se encuentren en proceso o terminadas, cumplan con las disposiciones de la Ley.
Art.246 Los equipos eléctricos en instalaciones provisionales, utilizados durante la obra, deberán cumplir con el Reglamento de Instalaciones Eléctricas y las Normas Técnicas para Instalaciones Eléctricas	Art.246 La autoridad competente impondrá las medidas de seguridad y sanciones que resulten procedentes, en los términos de este Reglamento y demás disposiciones, independientemente de la responsabilidad civil o penal que resulte.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que la autoridad competente impondrá las medidas de seguridad y sanciones que resulten procedentes, en los términos de este Reglamento.
Art.247 Los propietarios de las obras cuya construcción sea suspendida por cualquier causa por más de sesenta días calendario, estarán obligados a limitar sus predios con la vía pública por medio de cercas o bardas y a clausurar los vanos que fuere necesario, a fin de impedir el acceso a la construcción.	Art.247 La autoridad competente para fijar la sanción, debe tomar en cuenta las condiciones personales del infractor, la gravedad de la infracción y las modalidades y demás circunstancias en que la misma se haya cometido	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que la autoridad competente para fijar la sanción, debe tomar en cuenta las condiciones personales del infractor, la gravedad de la infracción y las modalidades y demás circunstancias en que la misma se haya cometido.

Art.248 Cuando se interrumpa una excavación, se tomarán las precauciones necesarias para evitar que se presenten movimientos que puedan dañar a las Edificaciones y predios colindantes o las instalaciones de la vía pública y que ocurran fallas en las paredes o taludes de la excavación por intemperismo prolongado.	Art.248 Las sanciones por infracciones a este Reglamento son las siguientes: I. Amonestación por escrito; II. Multa que podrá ser de 50 a 800 días de salario mínimo general vigente en el Distrito Federal;	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Habla que las sanciones por infracciones a este Reglamento de acuerdo a lo que diga este artículo y sus fracciones.
Art.249 Los tapiales, de acuerdo con su tipo, deberán cumplir las siguientes disposiciones: de acuerdo a las siguientes fracciones que se mencionan a continuación.	Art.249 Independientemente de la aplicación de las sanciones pecuniarias a que se refiere el presente Capítulo, la autoridad competente procederá a clausurar las obras o instalaciones en ejecución, de acuerdo a las siguientes fracciones.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Habla de que Independientemente de la aplicación de las sanciones la autoridad competente procederá a clausurar las obras o instalaciones en ejecución de acuerdo a las fracciones.
Art.250 Durante la ejecución de cualquier edificación, el Director Responsable de Obra o el propietario de la misma, si ésta no requiere Director Responsable de Obra, tomarán las precauciones, adoptarán las medidas técnicas y realizarán los trabajos necesarios para proteger la vida y la integridad física de los trabajadores y la de terceros, para lo cual deberán cumplir con lo establecido en este Capítulo	Art.250 Independientemente de la imposición de las sanciones pecuniarias a que haya lugar, la autoridad competente procederá a la clausura de las obras o instalaciones terminadas cuando: I. La obra se haya ejecutado sin registro de manifestación de construcción, en su caso; II. La obra se haya ejecutado sin licencia de construcción especial, en su caso;	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que Independientemente de la imposición de las sanciones pecuniarias a que haya lugar, la autoridad competente procederá a la clausura de las obras o instalaciones terminadas de acuerdo a estas fracciones de este artículo.
Art.251 Durante las diferentes etapas de edificación de cualquier obra, deberán tomarse las precauciones necesarias para evitar los incendios y para combatirlos mediante el equipo de extinción adecuado	Art.251 Se sancionará al Director Responsable de Obra o al propietario o poseedor, de la reparación de los daños ocasionados a las personas o a los bienes, en los siguientes casos: I. Con multa equivalente de 150 a 300 días de salario mínimo general vigente en el Distrito Federal, cuando: II. Con multa equivalente de 200 a 500 días de salario mínimo general vigente en el Distrito Federal, cuando:	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que se sancionará al Director Responsable de Obra o al propietario o poseedor, de la reparación de los daños ocasionados a las personas o a los bienes, en los siguientes casos que dice este artículo.
Art.252 Deberán usarse redes de seguridad donde exista la posibilidad de caída de los trabajadores de las obras, cuando no puedan usarse cinturones de seguridad, líneas de amarre y andamios.	Art.252 Se sancionará al Director Responsable de Obra y al Corresponsable que incurra en las siguientes infracciones de este artículo.	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que se sancionará al Director Responsable de Obra que incurra en las siguientes infracciones de este artículo.
Art.253 Los trabajadores deberán usar los equipos de protección personal en los casos que se requiera, de conformidad con el Reglamento General de Seguridad e Higiene	Art.253 Se sancionará al propietario o poseedor con multa equivalente del cinco al 10 por ciento del valor de las construcciones en proceso o terminadas, en su caso, de acuerdo con el avalúo emitido por un valuador registrado ante la Secretaría de Finanzas de acuerdo a estos dos fracciones	Estos dos artículos no tienen el mismo contenido. Dice que se sancionará al propietario o poseedor con multa equivalente del cinco al 10 por ciento del valor de las construcciones en proceso o terminadas, en su caso, de acuerdo con el avalúo emitido por un valuador.
Art.254 En las obras de	Art.254 En caso de que el propietario	Estos dos artículos no tienen el

construcción, deberán proporcionarse a los trabajadores servicios provisionales de agua potable y un sanitario portátil así como servicio medico.	o poseedor de un predio o de un inmueble no cumpla con las órdenes de la Administración, la misma autoridad, previo dictamen que emita u ordene, está facultada para ejecutar, a costa del propietario o poseedor, las obras, reparaciones o demoliciones que haya ordenado, en los siguientes casos que se menciona en este artículo.	mismos contenido Dice que en caso de que el propietario o poseedor de un predio o de un inmueble no cumpla con las órdenes de la Administración, la misma autoridad, previo dictamen está facultada para ejecutar, a costa del propietario o poseedor, las obras, reparaciones o demoliciones que haya ordenado, en los siguientes casos que se menciona en este artículo.
---	--	---

Art.255 Los materiales empleados en la construcción deberán cumplir con las siguientes disposiciones que dice este artículo	Art.255 Al infractor reincidente se le aplicará el doble de la sanción que le haya sido impuesta, sin que su monto exceda del doble del máximo establecido para esa infracción.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Dice que el Al infractor reincidente se le aplicará el doble de la sanción que le haya sido impuesta.
---	---	---

Art.256 Los materiales de construcción deberán ser almacenados en las obras de tal manera que se evite su deterioro o la intrusión de materiales extraños.	Art.256 La autoridad competente declarará la nulidad del registro de manifestacion de construcción, de la licencia de construcción especial, de la autorizacion o del permiso, cuando: ver lo que dice estas dos fracciones.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Dice que autoridad competente declarará la nulidad del registro de manifestación de construcción, de la licencia de construcción especial, de la autorización o del permiso, cuando: ver lo que dice estas dos fracciones.
--	--	--

Art.257 El Director Responsable de Obra, deberá vigilar que se cumpla con este Reglamento y con lo especificado en el proyecto, particularmente en lo que se refiere a los siguientes aspectos que nos dice este artículo.	Art.257 Los interesados afectados por los actos y resoluciones que emitan las autoridades administrativas, podrán interponer el recurso de inconformidad o juicio de nulidad, según lo previsto por la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal.	Estos dos artículos no tienen el mismos contenido. Dice que los interesados afectados por los actos y resoluciones que emitan las autoridades administrativas, podrán interponer el recurso de inconformidad o juicio de nulidad, según lo previsto por la Ley.
--	--	--

Para el año 1993 venia 353 articulos de esta ley.

En el 2004 vienen 257 articulos solamente lo cual trae 96 articulos menos que el 93.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



000

... Ingenieria de Civil

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS CA 88

TEMA

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE
CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES**

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA
DEL 30 DE MAYO AL 03 DE JUNIO DE 2005
PALACIO DE MINERÍA**

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS
SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES**

ÍNDICE

**Normas Técnicas Complementarias sobre
Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de
las Edificaciones.....**

NOTACIÓN**1. CONSIDERACIONES GENERALES.....**

1.1 Alcance

1.2 Unidades.....

2. ACCIONES DE DISEÑO.....

2.1 Tipos de acciones, según su duración

2.2 Intensidades de diseño

2.3 Combinaciones de acciones.....

3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....

3.1 Estados limite.....

3.2 Resistencias de diseño

3.2.1 Definición.....

3.2.2 Determinación de resistencias de diseño.....

3.3 Condiciones de diseño

3.4 Factores de carga.....

4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

4.1 Desplazamientos

4.2 Vibraciones

4.3 Otros estados limite

5. ACCIONES PERMANENTES

5.1 Cargas muertas.....

5.1.1 Definición y evaluación.....

5.1.2 Peso muerto de losas de concreto.....

5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos.....

6. CARGAS VARIABLES.....

6.1 Cargas vivas.....

6.1.1 Definiciones

6.1.2 Disposiciones generales.....

6.1.3 Cargas vivas transitorias.....

6.1.4 Cambios de uso

6.2 Cambios de temperatura

6.3 Deformaciones impuestas

6.4 Vibraciones de maquinaria.....

Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones

NOTACIÓN

- A área tributaria, m²
C_t coeficiente de dilatación térmica
E módulo de elasticidad, MPa (kg/cm²)
F_C factor de carga
W carga viva unitaria media, kN/m² (kg/m²)
W_a carga viva unitaria instantánea, kN/m² (kg/m²)
W_m carga viva unitaria máxima, kN/m² (kg/m²)
Δ_t incremento de temperatura, grados Kelvin (° C)
ν relación de Poisson

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Este documento tiene los siguientes objetivos

- Definir las acciones que pueden obrar sobre las construcciones, así como sus posibles efectos sobre ellas y la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural
- Establecer las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse al realizar el diseño estructural de una construcción, así como los criterios de aceptación relativos a cada una de dichas condiciones, de manera de satisfacer lo estipulado en el artículo 147 del Reglamento
- Establecer las combinaciones de acciones que deberán suponerse aplicadas simultáneamente para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio establecidas de acuerdo con lo que se menciona en el inciso anterior.

1.2 Unidades

Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada uno de esos casos, se presenta, en primer lugar, la ecuación en términos de unidades del sistema internacional (SI), y en segundo lugar, entre paréntesis, en términos de unidades del sistema métrico decimal usual.

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe

utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

2. ACCIONES DE DISEÑO

2.1 Tipos de acciones, según su duración

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima.

- Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;
- Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado, y
- Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

2.2 Intensidades de diseño

Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por la Administración y con base en los criterios generales siguientes:

- a) Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad;
- b) Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura.
 - 1) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes;
 - 2) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable;
 - 3) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo; y
 - 4) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tome, en general, igual a cero.
- c) Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años.

Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.

2.3 Combinaciones de acciones

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o

bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

- b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4.

- c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección 3.4.

3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 Estados límite

Para fines de aplicación de estas Normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. De acuerdo con los artículos 148 y 149 del Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos, estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Los segundos incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

3.2 Resistencias de diseño

3.2.1 Definición

Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualesquiera de sus componentes.

En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

3.2.2 Determinación de resistencias de diseño

La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con las secciones 3.3 y 3.4.

Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayos se harán sobre muestras de la producción o de prototipos. En otros casos, los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.

La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique deberá hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensayo, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijará con base en criterios probabilísticos y deberán ser aprobados por la Administración, la cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capítulo XII del Título Sexto del Reglamento.

3.3 Condiciones de diseño

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en la sección 2.3 y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en la sección 3.4.

También se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, sin multiplicar por factores de carga.

3.4 Factores de carga

Para determinar el factor de carga, F_C , se aplicarán las reglas siguientes:

- a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.4.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5;

- b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación,
- c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con la sección 2.2; y
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

4.1 Desplazamientos

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes.

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

4.2 Vibraciones

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podran exceder los valores establecidos en la seccion 4.1. Además, deberan imponerse limites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas.

4.3 Otros estados limite

Ademas de lo estipulado en las secciones 4.1 y 4.2, se observará lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras y a los estados limite de servicio de la cimentación.

5. ACCIONES PERMANENTES

5.1 Cargas muertas

5.1.1 Definición y evaluación

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

5.1.2 Peso muerto de losas de concreto

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2). Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2) de manera que el incremento total será de 0.4 kN/m^2 (40 kg/m^2). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos

Las fuerzas debidas al empuje estático de suelos se determinarán de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Para valorar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente que lo contiene se supondrá que la presión normal por unidad de área sobre un punto cualquiera de dicha superficie es igual al producto de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico.

6. CARGAS VARIABLES

6.1 Cargas vivas

6.1.1 Definiciones

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en la sección 6.1.2.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

6.1.2 Disposiciones generales

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones.

- La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;
- La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y

- d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición de la sección 2.2

Las cargas uniformes de la tabla 6.1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento

6.1.3 Cargas vivas transitorias

Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. Estas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 1.5 kN/m² (150 kg/m²). Se considerará, además, una concentración de 1.5 kN (150 kg) en el lugar más desfavorable

6.1.4 Cambios de uso

El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

6.2 Cambios de temperatura

En los casos en que uno o más componentes o grupos de ellos en una construcción estén sujetos a variaciones de temperatura que puedan introducir esfuerzos significativos en los miembros de la estructura, estos esfuerzos deberán considerarse al revisar las condiciones de seguridad ante los estados límite de falla y de servicio de la misma, en combinación con los debidos a los efectos de las acciones permanentes

Los esfuerzos debidos a variaciones de temperatura se calcularán como la superposición de dos estados de esfuerzo

- a) Un estado inicial, el que se obtendrá suponiendo los esfuerzos internos que resultan de considerar impedidos los desplazamientos asociados a todos los grados de libertad del sistema. En un miembro estructural tipo barra, es decir, que tenga dos dimensiones pequeñas en comparación con su longitud, este estado inicial consistirá en un esfuerzo axial igual al producto

$$E \alpha \Delta t$$

donde E es el módulo de elasticidad del material, α es su coeficiente de dilatación térmica y Δt el valor del incremento de temperatura. Este esfuerzo será de compresión si la variación de temperatura es positiva, y de tensión en caso contrario. En un miembro estructural tipo placa, caracterizado por una dimensión pequeña en comparación con las otras dos, el estado inicial de esfuerzos corresponderá a un estado de esfuerzo plano isotrópico, caracterizado por una magnitud idéntica en cualquier dirección contenida en el plano medio del elemento considerado. Dicha magnitud es igual a

$$E \nu \alpha \Delta t / (E + \nu)$$

donde ν es la relación de Poisson del material y las demás variables se definieron antes. Estos esfuerzos son de compresión si se trata de un incremento de temperatura y de tensión en caso contrario.

- b) Una configuración correctiva, que resulte de suponer que sobre la estructura actúa un conjunto de fuerzas iguales en magnitud a las que se requiere aplicar externamente a la misma para impedir los desplazamientos debidos a los esfuerzos internos del estado inicial, pero con signo contrario

6.3 Deformaciones impuestas

Los efectos de las deformaciones impuestas sobre una estructura, tales como las causadas por asentamientos diferenciales de los apoyos o alguna acción similar, se obtendrán mediante un análisis estructural que permita determinar los estados de esfuerzos y deformaciones que se generan en los miembros de dicha estructura cuando se aplican sobre sus apoyos las fuerzas necesarias para mantener las deformaciones impuestas, mientras los demás grados de libertad del sistema pueden desplazarse libremente. Para fines de realizar este análisis, el módulo de elasticidad de cualquier miembro de la estructura podrá tomarse igual al que corresponde a cargas de larga duración. Los efectos de esta acción deberán combinarse con los de las acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en otras secciones de estas Normas

6.4 Vibraciones de maquinaria

En el diseño de toda estructura que pueda verse sujeta a efectos significativos por la acción de vibración de maquinaria, sea que esta se encuentre directamente apoyada sobre la primera, o que pueda actuar sobre ella a través de su cimentación, se determinarán los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural. Las amplitudes

tolerables de tales respuestas no podrán tomarse mayores que las establecidas en la sección 4.2.

Tabla 6.1 Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

Destino de piso o cubierta	W	W ₄	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %, otras cubiertas, cualquier pendiente	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

¹ Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.0 + \frac{4.2}{\sqrt{A}}$$

$$\left(100 + \frac{420}{\sqrt{A}} \right) \quad \text{en kg/m}^2$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

² Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A}}$$

$$\left(110 + \frac{850}{\sqrt{A}} \right) \quad \text{en kg/m}^2$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 10 kN (1000 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota 1, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 5 kN (500 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

³ En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el inciso (a) de la tabla 6.1.

⁴ Para el diseño de los pretilos y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 1 kN/m (100 kg/m) actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

⁵ En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

⁶ Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 3.5 kN/m^2 (350 kg/m^2) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

⁷ Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

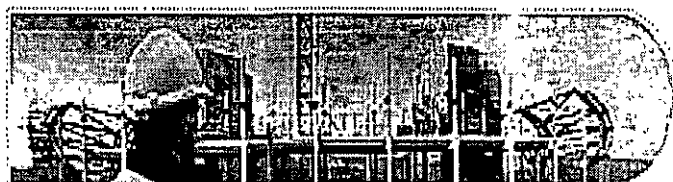
⁸ Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg) por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección 3.4.

⁹ Para tomar en cuenta el efecto de granizo, W_m se tomará igual a 1.0 kN/m^2 (100 kg/m^2) y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en la sección 3.4. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en el inciso (i) de la tabla 6.1 y en la nota 8.

¹⁰ Más una concentración de 15 kN (1500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



... Ingeniería de Civil

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS CA 88

TEMA

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA
DEL 30 DE MAYO AL 03 DE JUNIO DE 2005
PALACIO DE MINERÍA**

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ÍNDICE

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.....

NOTACIÓN

1. CONSIDERACIONES GENERALES.....

1.1 Alcance

1.2 Unidades.....

1.3 Criterios de diseño.....

1.3.1 Estados límite de falla

1.3.2 Estados límite de servicio.....

1.3.3 Diseño por durabilidad

1.3.4 Diseño por sismo

1.4 Análisis

1.4.1 Aspectos generales

1.4.2 Efectos de esbeltez

1.4.2.1 Conceptos preliminares.....

1.4.2.2 Método de amplificación de momentos flexionantes.....

1.4.2.3 Análisis de segundo orden

1.5 Materiales.....

1.5.1 Concreto

1.5.1.1 Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

1.5.1.2 Resistencia a compresión.....

1.5.1.3 Resistencia a tensión.....

1.5.1.4 Módulo de elasticidad.....

1.5.1.5 Contracción por secado.....

1.5.1.6 Deformación diferida.....

1.5.2 Acero

1.6 Dimensiones de diseño

1.7 Factores de resistencia

2. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

2.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

2.2 Flexión

2.2.1 Refuerzo mínimo.....

2.2.2 Refuerzo máximo

2.2.3 Secciones L y T

2.2.4 Fórmulas para calcular resistencias

2.2.5 Resistencia a flexión de vigas diafragma.....

2.3 Flexocompresión.....

2.3.1 Excentricidad mínima.....

2.3.2 Compresión y flexión en dos direcciones.....

2.4 Aplastamiento.....

2.5 Fuerza cortante.....

2.5.1 Fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR}

2.5.1.1 Vigas sin presfuerzo.....

2.5.1.2 Elementos anchos

2.5.1.3 Miembros sujetos a flexión y carga axial.....

2.5.1.4 Miembros de concreto presforzado.....

2.5.2 Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo

2.5.2.1 Requisitos generales.....

2.5.2.2 Refuerzo mínimo.....

2.5.2.3 Separación del refuerzo transversal.....

2.5.2.4 Limitación para V_u

2.5.2.5 Fuerza cortante que toma un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas.....

2.5.3 Refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas

2.5.3.1 Requisitos generales.....

2.5.3.2 Refuerzo mínimo.....

2.5.3.3 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

2.5.4 Proximidad a reacciones y cargas concentradas

2.5.5 Vigas con tensiones perpendiculares a su eje.....

2.5.6 Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

2.5.7 Fuerza cortante en vigas diafragma.....

2.5.7.1 Sección crítica

2.5.7.2 Refuerzo mínimo.....

2.5.7.3 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

2.5.7.4 Limitación para V_u

2.5.8 Refuerzo longitudinal en trabes

2.5.9 Fuerza cortante en losas y zapatas

2.5.9.1 Sección crítica

2.5.9.2 Esfuerzo cortante de diseño.....

2.5.9.3 Resistencia de diseño del concreto

2.5.9.4 Refuerzo mínimo.....

2.5.9.5 Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante.....

2.5.10 Resistencia a fuerza cortante por fricción

2.5.10.1 Requisitos generales

2.5.10.2 Resistencia de diseño.....

2.5.10.3 Tensiones normales al plano crítico

2.6 Torsión.....

2.6.1 Elementos en los que se pueden despreciar los efectos de torsión.

2.6.2 Cálculo del momento torsionante de diseño, T_u

2.6.2.1 Cuando afecta directamente al equilibrio

2.6.2.2 Cuando no afecta directamente al equilibrio

2.6.2.3 Cuando pasa de una condición isostática a hiperestática.....

2.6.3 Resistencia a torsión

2.6.3.1 Dimensiones mínimas

2.6.3.2 Refuerzo por torsión.....

2.6.3.3 Detalles del refuerzo.....

2.6.3.4 Refuerzo mínimo por torsión.....

2.6.3.5 Separación del refuerzo por torsión.....

3. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....

3.1 Esfuerzos bajo condiciones de servicio.....

3.2 Deflexiones.....

3.2.1 Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

3.2.1.1 Deflexiones inmediatas

3.2.1.2 Deflexiones diferidas.....

3.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección.....

4. DISEÑO POR DURABILIDAD.....

4.1 Disposiciones generales.....

4.1.1 Requisitos básicos.....

4.1.2 Requisito complementario.....

4.1.3 Tipos de cemento.....

4.2 Clasificación de exposición.....

4.3 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2.....

4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C.....

4.5 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D.....

4.6 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos.....

4.7 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión.....

4.8 Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión.....

4.8.1 Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión.....

4.8.2 Restricción en el contenido de sulfato.....

4.8.3 Restricciones sobre otras sales.....

4.9 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo.....

4.9.1 Disposición general.....

4.9.2 Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto.....

4.9.3 Recubrimiento para protección contra la corrosión.....

4.10 Reacción álcali-agregado.....

5. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS.....

5.1 Anclaje.....

5.1.1 Requisito general.....

5.1.2 Longitud de desarrollo de barras a tensión.....

5.1.2.1 Barras rectas.....

5.1.2.2 Barras con dobleces.....

5.1.3 Longitud de desarrollo de barras a compresión.....

5.1.4 Vigas y muros.....

5.1.4.1 Requisitos generales.....

5.1.4.2 Requisitos adicionales.....

5.1.5 Columnas.....

5.1.6 Anclajes mecánicos.....

5.1.7 Anclaje del refuerzo transversal.....

5.1.8 Anclaje de malla de alambre soldado.....

5.2 Revestimientos.....

5.3 Tamaño máximo de agregados.....

5.4 Paquetes de barras.....

5.5 Dobleces del refuerzo.....

5.6 Uniones de barras.....

5.6.1 Uniones de barras sujetas a tensión.....

5.6.1.1 Requisitos generales.....

5.6.1.2 Traslape.....

5.6.1.3 Uniones soldadas o mecánicas.....

5.6.2 Uniones de malla de alambre soldado.....

5.6.3 Uniones de barras sujetas a compresión.....

5.7 Refuerzo por cambios volumétricos.....

5.8 Inclusiones.....

5.9 Separación entre barras de refuerzo.....

6. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES.....

6.1 Vigas.....

6.1.1 Requisitos generales.....

6.1.2 Pandeo lateral.....

6.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas.....

6.1.4 Vigas diafragma.....

6.1.4.1 Disposición del refuerzo por flexión.....

6.1.4.2 Revisión de las zonas a compresión.....

6.1.4.3 Disposición del refuerzo por fuerza cortante.....

6.1.4.4 Dimensionamiento de los apoyos.....

6.1.4.5 Vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (vigas de acoplamiento).....

6.1.5 Vigas de sección compuesta.....

6.1.5.1 Conceptos generales.....

6.1.5.2 Efectos de la fuerza cortante horizontal.....

6.1.5.3 Efectos de la fuerza cortante vertical.....

6.2 Columnas.....

6.2.1 Geometría.....

6.2.2 Refuerzo mínimo y máximo.....

6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.....

6.2.3.1 Criterio general.....

6.2.3.2 Separación.....

6.2.3.3 Detallado.....

6.2.4 Columnas zunchadas.....

6.2.5 Resistencia mínima a flexión de columnas.....

6.2.5.1 Resistencia a fuerza cortante en uniones viga-columna.....

6.2.6 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas.....

6.3 Losas.....

6.3.1 Disposiciones generales.....

6.3.1.1 Método de análisis.....

6.3.1.2 Losas encasetonadas.....

6.3.2 Losas que trabajan en una dirección.....

6.3.3 Losas apoyadas en su perímetro.....

6.3.3.1 Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas.....

6.3.3.2 Secciones críticas y franjas de refuerzo.....

6.3.3.3 Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes.....

6.3.3.4 Disposiciones sobre el refuerzo.....

6.3.3.5 Peralte mínimo.....

6.3.3.6 Revisión de la resistencia a fuerza cortante.....

6.3.4 Cargas lineales.....

6.3.5 Cargas concentradas.....

6.3.6 Losas encasetonadas.....

6.4 Zapatas	7.2.4.1 Fuerza cortante de diseño
6.4.1 Diseño por flexión	7.2.4.2 Refuerzo transversal para fuerza cortante
6.4.2 Diseño por cortante	7.3 Miembros a flexocompresión
6.4.3 Anclaje	7.3.1 Requisitos geométricos
6.4.4 Diseño por aplastamiento	7.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas
6.4.5 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado.....	7.3.2.1 Procedimiento general.....
6.5 Muros	7.3.2.2 Procedimiento optativo.....
6.5.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas	7.3.3 Refuerzo longitudinal.....
6.5.1.1 Ancho efectivo ante cargas concentradas	7.3.4 Refuerzo transversal.....
6.5.1.2 Refuerzo mínimo	7.3.5 Requisitos para fuerza cortante
6.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano	7.3.5.1 Criterio y fuerza de diseño
6.5.2.1 Alcances y requisitos generales	7.3.5.2 Contribución del concreto a la resistencia.....
6.5.2.2 Momentos flexionantes de diseño.....	7.3.5.3 Refuerzo transversal por cortante.....
6.5.2.3 Flexión y flexocompresión	7.4 Uniones viga-columna
6.5.2.4 Elementos de refuerzo en los extremos de muros	7.4.1 Requisitos generales.....
6.5.2.5 Fuerza cortante.....	7.4.2 Refuerzo transversal horizontal.....
6.5.2.6 Muros acoplados	7.4.3 Refuerzo transversal vertical.....
6.6 Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos	7.4.4 Resistencia a fuerza cortante
6.6.1 Alcance.....	7.4.5 Anclaje del refuerzo longitudinal.....
6.6.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados	7.4.5.1 Barras que terminan en el nudo
6.6.3 Espesor mínimo del firme	7.4.5.2 Barras continuas a través del nudo
6.6.4 Diseño.....	7.5 Conexiones viga-columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna
6.6.5 Refuerzo	7.5.1 Requisitos generales.....
6.6.6 Elementos de refuerzo en los extremos	7.5.2 Refuerzo longitudinal de las vigas
6.7 Arcos, cascarones y losas plegadas	7.5.3 Resistencia mínima a flexión de columnas
6.7.1 Análisis.....	7.5.4 Uniones viga-columna
6.7.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones y losas plegadas	8. LOSAS PLANAS
6.7.3 Dimensionamiento.....	8.1 Requisitos generales
6.8 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos	8.2 Sistemas losa plana-columnas para resistir sismo
6.9 Ménsulas	8.3 Análisis
6.9.1 Requisitos generales	8.3.1 Consideraciones generales
6.9.2 Dimensionamiento del refuerzo.....	8.3.2 Análisis aproximado por carga vertical.....
6.9.3 Detallado del refuerzo	8.3.2.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos
6.9.4 Área de apoyo.....	8.3.2.2 Estructuras con capiteles y ábacos
7. MARCOS DÚCTILES	8.3.3 Análisis aproximado ante fuerzas laterales
7.1 Requisitos generales	8.3.3.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos
7.1.1 Estructuras diseñadas con Q igual a 4	8.3.3.2 Estructuras con capiteles y ábacos
7.1.2 Estructuras diseñadas con Q igual a 3	8.4 Transmisión de momento entre losa y columnas
7.1.3 Miembros estructurales de cimentaciones	8.5 Dimensionamiento del refuerzo para flexión
7.1.4 Requisitos complementarios.....	8.6 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo
7.1.5 Características mecánicas de los materiales	8.7 Secciones críticas para momento
7.1.6 Uniones soldadas de barras	8.8 Distribución de los momentos en las franjas
7.1.7 Dispositivos mecánicos para unir barras	8.9 Efecto de la fuerza cortante
7.2 Miembros a flexión	8.10 Peraltes mínimos
7.2.1 Requisitos geométricos.....	8.11 Dimensiones de los ábacos
7.2.2 Refuerzo longitudinal.....	8.12 Aberturas
7.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento	9. CONCRETO PRESFORZADO
7.2.4 Requisitos para fuerza cortante.....	9.1 Introducción
	9.1.1 Definición de elementos de acero para presfuerzo.....

9.2 Presfuerzo parcial y presfuerzo total.....	9.6.6.1 Separación libre horizontal entre alambres y entre torones
9.3 Estados límite de falla	9.6.6.2 Separación libre horizontal entre ductos de postensado
9.3.1 Flexión y flexocompresión	9.6.6.3 Separación libre vertical entre alambres y entre torones
9.3.1.1 Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión	9.6.6.4 Separación libre vertical entre ductos de postensado
9.3.1.2 Refuerzo mínimo en elementos a flexión	9.6.6.5 Separación libre vertical y horizontal entre barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado
9.3.1.3 Refuerzo máximo en elementos a flexión	9.6.7 Protección contra corrosión
9.3.1.4 Secciones T sujetas a flexión	9.6.8 Resistencia al fuego
9.3.1.5 Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión	9.6.9 Ductos para postensado
9.3.2 Fuerza cortante	9.6.10 Lechada para tendones de presfuerzo.....
9.3.3 Pandeo debido al presfuerzo	9.7 Losas postensadas con tendones no adheridos
9.3.4 Torsión	9.7.1 Requisitos generales.....
9.4 Estados límite de servicio.....	9.7.1.1 Definiciones
9.4.1 Elementos con presfuerzo total	9.7.1.2 Losas planas apoyadas en columnas.....
9.4.1.1 Esfuerzos permisibles en el concreto.....	9.7.1.3 Losas apoyadas en vigas.....
9.4.1.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo	9.7.1.4 Factores de reducción.....
9.4.1.3 Deflexiones	9.7.2 Estados límite de falla.....
9.4.2 Elementos con presfuerzo parcial.....	9.7.2.1 Flexión.....
9.4.2.1 Esfuerzos permisibles en el concreto.....	9.7.2.2 Cortante.....
9.4.2.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo	9.7.3 Sistemas de losas postensadas—columnas bajo sismo
9.4.2.3 Deflexiones	9.7.4 Estados límite de servicio
9.4.2.4 Agrietamiento	9.7.4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto
9.5 Pérdidas de presfuerzo.....	9.7.4.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo.....
9.5.1 Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados	9.7.4.3 Deflexiones.....
9.5.2 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados.....	9.7.4.4 Agrietamiento.....
9.5.3 Criterios de valuación de las pérdidas de presfuerzo	9.7.4.5 Corrosión.....
9.5.4 Indicaciones en planos.....	9.7.4.6 Resistencia al fuego.....
9.6 Requisitos complementarios.....	9.7.5 Zonas de anclaje.....
9.6.1 Zonas de anclaje	10. CONCRETO PREFABRICADO
9.6.1.1 Geometría	10.1 Requisitos generales.....
9.6.1.2 Refuerzo.....	10.2 Estructuras prefabricadas.....
9.6.1.3 Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados para edificios	10.3 Conexiones.....
9.6.2 Longitud de desarrollo y de transferencia del acero de presfuerzo.....	10.4 Sistemas de piso.....
9.6.3 Anclajes y acopladores para postensado.....	11. CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA.....
9.6.4 Revisión de los extremos con continuidad	11.1 Definición.....
9.6.5 Recubrimiento en elementos de concreto presforzado	11.2 Empleo de concretos de alta resistencia
9.6.5.1 Elementos que no están en contacto con el terreno.....	11.2.1 Disposiciones generales
9.6.5.2 Elementos de concreto presforzado en contacto con el terreno.....	11.2.2 Limitaciones al empleo de concretos de alta resistencia.....
9.6.5.3 Elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos.....	11.3 Propiedades mecánicas.....
9.6.5.4 Barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado.....	11.3.1 Módulo de elasticidad
9.6.6 Separación entre elementos de acero para presfuerzo	11.3.2 Resistencia a tensión
	11.3.3 Contracción por secado
	11.3.4 Deformación diferida
	12. CONCRETO LIGERO
	12.1 Requisitos generales.....

12.2	Requisitos complementarios	14.3.9	Curado
13.	CONCRETO SIMPLE	14.3.10	Juntas de colado
13.1	Limitaciones	14.3.11	Tuberías y ductos incluidos en el concreto
13.2	Juntas	14.4	Requisitos complementarios para concreto
13.3	Método de diseño		presforzado
13.4	Esfuerzos de diseño	14.4.1	Lechada para tendones adheridos
		14.4.2	Tendones de presfuerzo
		14.4.3	Aplicación y medición de la fuerza de
			presfuerzo
14.	CONSTRUCCIÓN	14.5	Requisitos complementarios para
14.1	Cimbra		estructuras prefabricadas
14.1.1	Disposiciones generales	14.6	Tolerancias
14.1.2	Descimbrado		
14.2	Acero		
14.2.1	Disposiciones generales		
14.2.2	Control en la obra		
14.2.3	Extensiones futuras		
14.3	Concreto		
14.3.1	Materiales componentes		
14.3.2	Elaboración del concreto		
14.3.3	Requisitos y control del concreto fresco		
14.3.4	Requisitos y control del concreto endurecido		
	14.3.4.1 Resistencia a compresión		
	14.3.4.2 Módulo de elasticidad		
14.3.5	Transporte		
14.3.6	Colocación y compactación		
14.3.7	Temperatura		
14.3.8	Morteros aplicados neumáticamente		

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

NOTACIÓN

- A área de concreto a tensión dividida entre el número de barras; también, área de la sección definida por el plano crítico de cortante por fricción; también, área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa postensada y el centro de gravedad de la sección completa, mm^2 (cm^2)
- A_1 área de contacto en la revisión por aplastamiento, mm^2 (cm^2)
- A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga, mm^2 (cm^2)
- A_c área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal, mm^2 (cm^2)
- A_{cm} área bruta de la sección de concreto comprendida por el espesor del muro y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante de diseño, mm^2 (cm^2)
- A_{cp} área de la sección transversal del elemento, incluida dentro del perímetro del elemento de concreto, mm^2 (cm^2)
- A_{cr} área de la sección crítica para transmitir cortante entre columnas y losas o zapatas, mm^2 (cm^2)
- A_f área del acero de refuerzo principal necesario para resistir el momento flexionante en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_g área bruta de la sección transversal, mm^2 (cm^2)
- A_h área de los estribos complementarios horizontales en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_n área del acero de refuerzo principal necesario para resistir la fuerza de tensión horizontal P_{hu} en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_o área bruta encerrada por el flujo de cortante en elementos a torsión, mm^2 (cm^2)
- A_{oh} área comprendida por el perímetro p_h , mm^2 (cm^2)
- A_s área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, área total del refuerzo longitudinal en columnas; o también, área de las barras principales en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_s' área de acero de refuerzo longitudinal en compresión en elementos a flexión, mm^2 (cm^2)
- $A_{s,min}$ área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, mm^2 (cm^2)
- A_{sd} área total del acero de refuerzo longitudinal de cada elemento diagonal en vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en un plano, también llamadas vigas de acoplamiento, mm^2 (cm^2)
- A_{sh} área del acero de refuerzo transversal por confinamiento en elementos a flexocompresión, mm^2 (cm^2)
- A_{sm} área del acero de refuerzo de integridad estructural en losas planas postensadas, mm^2 (cm^2)
- A_{sp} área del acero de refuerzo que interviene en el cálculo de la resistencia a flexión de vigas T e I sin acero de compresión; también, área del acero de presfuerzo en la zona de tensión, mm^2 (cm^2)
- A_{st} área del acero de refuerzo longitudinal requerido por torsión, mm^2 (cm^2)
- A_t área transversal de una rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación S , mm^2 (cm^2)
- A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación S , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan, mm^2 (cm^2)
- A_v área de todas las ramas de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia S ; también, en vigas diafragma, área de acero de refuerzo vertical comprendida en una distancia S , mm^2 (cm^2)
- A_{vf} área del acero de refuerzo por cortante por fricción, mm^2 (cm^2)
- A_{vh} área de acero de refuerzo horizontal comprendida en una distancia S_h en vigas diafragma, mm^2 (cm^2)
- A_{vm} área de acero de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia S_m en muros y segmentos de muro, mm^2 (cm^2)
- A_{vn} área de acero de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia S_n en muros y segmentos de muro, mm^2 (cm^2)
- a profundidad del bloque de esfuerzos a compresión en el concreto; también, en ménsulas, distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula, mm (cm)
- a_1, a_2 respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, m
- a_s área transversal de una barra, mm^2 (cm^2)
- a_{s1} área transversal del refuerzo por cambios volumétricos, por unidad de ancho de la pieza, mm^2/mm (cm^2/cm)

- B_e ancho de losa usado para calcular la rigidez a flexión de vigas equivalentes, mm (cm)
- B_t ancho total de la losa entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, mm (cm)
- b ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, o ancho de una viga ficticia para resistir fuerza cortante en losas o zapatas, mm (cm)
- b' ancho del alma de una sección T, I o L, mm (cm)
- b_c dimensión del núcleo de un elemento a flexo-compresión, normal al refuerzo de área A_{sh} , mm (cm)
- b_e ancho efectivo para resistir fuerza cortante de la unión viga-columna, mm (cm)
- b_o perímetro de la sección crítica por tensión diagonal alrededor de cargas concentradas a reacciones en losas y zapatas, mm (cm)
- b_v ancho del área de contacto en vigas de sección compuesta, mm (cm)
- C_f coeficiente de deformación axial diferida final
- C_m factor definido en la sección 1.4.2.2 y que toma en cuenta la forma del diagrama de momentos flexionantes
- c separación o recubrimiento; también, profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión; o también, en muros, la mayor profundidad del eje neutro calculada para la carga axial de diseño y el momento resistente (igual al momento último resistente con factor de resistencia unitario) y consistente con el desplazamiento lateral de diseño, δ_u , mm (cm)
- c_1 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, paralela a la dirección de análisis; también, dimensión paralela al momento transmitido en losas planas, mm (cm)
- c_2 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis; también, dimensión normal al momento transmitido en losas planas, mm (cm)
- D diámetro de una columna, mm (cm)
- D_p diámetro de un pilote en la base de la zapata, mm (cm)
- d peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, mm (cm)
- d' distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema a compresión, mm (cm)
- d_b diámetro nominal de una barra, mm (cm)
- d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella, mm (cm)
- d_p distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo, mm (cm)
- d_s distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del acero de refuerzo longitudinal ordinario a tensión, mm (cm)
- E_c módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, MPa (kg/cm²)
- E_L módulo de elasticidad del concreto ligero, MPa (kg/cm²)
- E_s módulo de elasticidad del acero, MPa (kg/cm²)
- e base de los logaritmos naturales
- e_x excentricidad en la dirección X de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, mm (cm)
- e_y excentricidad en la dirección Y de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, mm (cm)
- F_{ab} factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente
- F_{as} factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos no restringidos lateralmente
- F_R factor de resistencia
- f_b esfuerzo de aplastamiento permisible, MPa (kg/cm²)
- f'_c resistencia especificada del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)
- f''_c magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)
- $\overline{f_c}$ resistencia media a compresión del concreto, MPa (kg/cm²)
- f_c^* resistencia nominal del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)
- f_{ci}' resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia, MPa (kg/cm²)
- f_{cp} esfuerzo de compresión efectivo debido al presfuerzo, después de todas las pérdidas, en el centroide de la sección transversal o en la unión del alma y el patín, MPa (kg/cm²)
- $\overline{f_f}$ resistencia media a tensión por flexión del concreto o módulo de rotura, MPa (kg/cm²)
- f_f^* resistencia nominal del concreto a flexión, MPa (kg/cm²)

f_s	esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, MPa (kg/cm ²)	I_{ag}	momento de inercia de la sección transformada agrietada, mm ⁴ (cm ⁴)
f_{se}	esfuerzo en el acero de presfuerzo en condiciones de servicio después de pérdidas, MPa (kg/cm ²)	I_e	momento de inercia efectivo, mm ⁴ (cm ⁴)
f_{sp}	esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia a flexión del elemento, MPa (kg/cm ²)	I_g	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro, mm ⁴ (cm ⁴)
f_{sr}	esfuerzo resistente del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm ²)	I_p	índice de presfuerzo
$\overline{f_t}$	resistencia media del concreto a tensión, MPa (kg/cm ²)	J_c	parámetro para el cálculo del esfuerzo cortante actuante debido a transferencia de momento entre columnas y losas o zapatas, mm ⁴ (cm ⁴)
f_t^*	resistencia nominal del concreto a tensión, MPa (kg/cm ²)	K	coeficiente de fricción por desviación accidental por metro de tendón, 1/m
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)	K_{tr}	índice de refuerzo transversal, mm (cm)
f_{yh}	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal o, en vigas diafragma, del acero de refuerzo horizontal, MPa (kg/cm ²)	k	factor de longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión; también, coeficiente para determinar el peralte mínimo en losas planas
f_{yp}	esfuerzo convencional de fluencia del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm ²)	L	claro de un elemento; también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño; o también, en concreto presforzado, longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto X, mm (cm)
f_{yt}	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal necesario para resistir torsión, MPa (kg/cm ²)	L_d	longitud de desarrollo, mm (cm)
f_{yv}	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal necesario para resistir fuerza cortante, MPa (kg/cm ²)	L_{db}	longitud básica de desarrollo, mm (cm)
H	longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura del segmento o tablero del muro en consideración, en ambos casos perpendicular a la dirección de la fuerza cortante, mm (cm)	I_1, I_2	claros centro a centro en cada dirección principal para determinar el refuerzo de integridad estructural en losas planas postensadas, m
H'	longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión, mm (cm)	M	momento flexionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)
H_{cr}	altura crítica de un muro, mm (cm)	M_1	menor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; también, en marcos dúctiles con articulaciones alejadas de las columnas, demanda de momento flexionante en la cara de la columna (sección 1) debida a la formación de la articulación plástica en la sección 2, N-mm (kg-cm)
H_m	altura total de un muro, mm (cm)	M_2	mayor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; también, en marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la columna, momentos flexionantes resistentes asociados a la formación de la articulación plástica en la sección 2, N-mm (kg-cm)
h	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también, altura de entrepiso eje a eje, mm (cm)	M_{1b}, M_{2b}	momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga, en los extremos respectivos donde actúan M_1 y M_2 , producidos por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
h_1	distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo principal de tensión, mm (cm)	M_{1s}, M_{2s}	momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga, en los extremos respectivos donde
h_2	distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión, mm (cm)		
h_s, h_p	peralte de viga secundaria y principal, respectivamente, mm (cm)		
I_1, I_2, I_3	momentos de inercia para calcular deflexiones inmediatas, mm ⁴ (cm ⁴)		

actúan M_1 y M_2 , producidos por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)

M_{a1}, M_{a2} en marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la columna, momentos flexionantes de diseño en las secciones 1 y 2, respectivamente, obtenidos del análisis, N-mm (kg-cm)

M_{ag} momento de agrietamiento, N-mm (kg-cm)

M_c momento flexionante amplificado resultado de la revisión por esbeltez, N-mm (kg-cm)

M_e momento flexionante resistente de la columna al paño del nudo de marcos dúctiles, calculado con factor de resistencia igual a uno, N-mm (kg-cm)

M_g momento flexionante resistente de la viga al paño del nudo de marcos dúctiles, calculado con factor de resistencia igual a uno y esfuerzo de fluencia igual a $1.25 f_y$, N-mm (kg-cm)

$M_{máx}$ momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión, N-mm (kg-cm)

M_R momento flexionante resistente de diseño, N-mm (kg-cm)

M_{Rp} momento flexionante resistente suministrado por el acero presforzado, N-mm (kg-cm)

M_{Rr} momento flexionante resistente suministrado por el acero ordinario, N-mm (kg-cm)

M_{Rx} momento flexionante resistente de diseño alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)

M_{Ry} momento flexionante resistente de diseño alrededor del eje Y, N-mm (kg-cm)

M_u momento flexionante de diseño, N-mm (kg-cm)

M_{ux} momento flexionante de diseño alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)

M_{uy} momento flexionante de diseño alrededor del eje Y, N-mm (kg-cm)

m relación a_1/a_2

N_c fuerza a tensión en el concreto debida a cargas muerta y viva de servicio, N (kg)

N_u fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico en la revisión por fuerza cortante por fricción, N (kg)

n número de barras sobre el plano potencial de agrietamiento

P carga axial que actúa en una sección; también, carga concentrada en losas, N (kg)

P_0 valor de la fuerza que es necesario aplicar en el gato para producir una tensión determinada P_x en el tendón postensado, N (kg)

P_c carga axial crítica, N (kg)

P_{hu} fuerza de tensión horizontal de diseño en ménsulas, N (kg)

P_R carga normal resistente de diseño, N (kg)

P_{R0} carga axial resistente de diseño, N (kg)

P_{Rx} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_x , N (kg)

P_{Ry} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y , N (kg)

P_u fuerza axial de diseño, N (kg)

P_{vu} fuerza vertical de diseño en ménsulas, N (kg)

P_x tensión en el tendón postensado en el punto X, N (kg)

p cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión:

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (\text{en vigas});$$

$$p = \frac{A_s}{td} \quad (\text{en muros}); y$$

$$p = \frac{A_s}{A_g} \quad (\text{en columnas}).$$

p' cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión:

$$p' = \frac{A_s'}{b d} \quad (\text{en elementos a flexión}).$$

p_{cp} perímetro exterior de la sección transversal de concreto del elemento, mm (cm)

p_h perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión, mm (cm)

p_m cuantía del refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo

p_n cuantía de refuerzo perpendicular a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo

p_p cuantía de acero de presfuerzo ($A_{sp}/b d_p$)

p_s cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares en columnas

Q factor de comportamiento sísmico

$$q = \frac{p' f_y}{f_c}$$

R_b	distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella, mm (cm)	W_u	carga de diseño de la losa postensada, kN/m ² (kg/m ²)
r	radio de giro de una sección; también, radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga concentrada, mm (cm)	X	punto en el cual se valúan la tensión y pérdidas por postensado; también, dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, mm (cm)
S_{Lh}	separación libre horizontal entre tendones y ductos, mm (cm)	X_1	dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, mm (cm)
S_{Lv}	separación libre vertical entre tendones y ductos, mm (cm)	y	longitud de ménsulas restando la tolerancia de separación, mm (cm)
s	separación del refuerzo transversal, mm (cm)	z	brazo del par interno en vigas diafragma y muros, mm (cm)
s_h	separación del acero de refuerzo horizontal en vigas diafragma, mm (cm)	α	fracción del momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante en losas planas o zapatas
s_m	separación del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, mm (cm)	β_1	factor definido en el inciso 2.1.e que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
s_n	separación del refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño, mm (cm)	γ	relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción
T	momento torsionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)	Δ	desplazamiento de entrepiso producido por la fuerza cortante de entrepiso V , mm (cm)
T_{RO}	momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo por torsión, N-mm (kg-cm)	δ_f	deformación axial final, mm (cm)
T_u	momento torsionante de diseño, N-mm (kg-cm)	δ_i	deformación axial inmediata, mm (cm)
T_{uh}	momento torsionante de diseño en la condición hiperestática, N-mm (kg-cm)	ϵ_{cf}	contracción por secado final
T_{ui}	momento torsionante de diseño en la condición isostática, N-mm (kg-cm)	ϵ_{sp}	deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento flexionante resistente de la sección
t	espesor del patín en secciones I o L, o espesor de muros, mm (cm)	ϵ_{yp}	deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo
u	relación entre el máximo momento flexionante de diseño por carga muerta y carga viva sostenida, y el máximo momento flexionante de diseño total asociados a la misma combinación de cargas	η	cambio angular total en el perfil del tendón desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto X , radianes
V	fuerza cortante que actúa en una sección, N (kg)	θ	ángulo que el acero de refuerzo transversal por tensión diagonal forma con el eje de la pieza; también, ángulo con respecto al eje de la viga diafragma que forma el elemento de refuerzo diagonal, grados
V_{cR}	fuerza cortante de diseño que toma el concreto, N (kg)	λ	índice de estabilidad
V_{sR}	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal, N (kg)	μ	coeficiente de fricción para diseño de cortante por fricción; también, coeficiente de fricción por curvatura en concreto presforzado
V_u	fuerza cortante de diseño, N (kg)	ϕ	ángulo, con respecto al eje de la pieza, que forman las diagonales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir tensión según la teoría de la analogía de la armadura espacial, grados
v_n	esfuerzo cortante horizontal entre los elementos que forman una viga compuesta, MPa (kg/cm ²)		
v_u	esfuerzo cortante de diseño, MPa (kg/cm ²)		
W_u	suma de las cargas de diseño muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, N (kg)		
w	carga uniformemente distribuida, kN/m ² (kg/m ²)		

Ψ_A, Ψ_B cociente de $\Sigma(I/L)$ de las columnas, entre $\Sigma(I/L)$ de los miembros de flexión que llegan al extremo A o B de una columna, en el plano considerado

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

En estas Normas se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado). Se dan requisitos complementarios para concreto ligero y concreto de alta resistencia. Se incluyen estructuras coladas en el lugar y prefabricadas.

Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Título Sexto del Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.2 Unidades

En las expresiones que aparecen en estas Normas deben utilizarse las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

Siempre que es posible, las expresiones están escritas en forma adimensional; de lo contrario, junto a las expresiones en sistema internacional, se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en el sistema gravitacional usual, empleando las unidades siguientes:

Fuerza	kgf (kilogramo fuerza)
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kgf-cm
Esfuerzo	kgf/cm ²

(En estas Normas el kilogramo fuerza se representa con kg)

Cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Sin embargo, no se pretende prohibir otras unidades empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las

longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

1.3 Criterios de diseño

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la sección 1.4.

El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Título Sexto del Reglamento y en estas Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del artículo 159 del mencionado Título Sexto.

1.3.1 Estados límite de falla

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en la sección 1.7. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título Sexto del Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.3.2 Estados límite de servicio

Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

1.3.3 Diseño por durabilidad

Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en el Cap. 4.

1.3.4 Diseño por sismo

Los marcos de concreto reforzado de peso normal colados en el lugar que cumplan con los requisitos generales de estas Normas se diseñarán por sismo, aplicando un factor de comportamiento sísmico Q igual a 2.0. Los valores de Q que deben aplicarse para estructuras especiales como marcos dúctiles, losas planas, estructuras presforzadas y

estructuras prefabricadas, se dan en los Capítulos 7 a 10, respectivamente. En todo lo relativo a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

1.4 Análisis

1.4.1 Aspectos generales

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de análisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad. Las articulaciones plásticas en vigas y columnas se diseñarán de acuerdo con lo prescrito en la sección 6.8.

Cuando se apliquen métodos de análisis elástico, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$), y si las rigideces de columnas y muros no agrietados se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto. En vigas T, la sección bruta incluirá los anchos de patín especificados en la sección 2.2.3. En estructuras constituidas por losas planas, las rigideces se calcularán con las hipótesis de la sección 8.3.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos flexionantes obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más del 10 por ciento en columnas y en losas planas.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de acuerdo con la sección 1.4.2.

1.4.2 Efectos de esbeltez

Se admitirá valuar los efectos de esbeltez mediante el método de amplificación de momentos flexionantes de la sección 1.4.2.2 o por medio del análisis de segundo orden especificado en la sección 1.4.2.3.

1.4.2.1 Conceptos preliminares

a) Restricción lateral de los extremos de columnas

Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando estos extremos no se

desplacen uno respecto al otro de manera apreciable. El desplazamiento puede ser despreciable por la presencia en el entrepiso de elementos de una elevada rigidez lateral, como contravientos o muros, o porque la estructura puede resistir las cargas aplicadas sin sufrir desplazamientos laterales considerables.

En el primer caso, puede suponerse que no hay desplazamientos laterales considerables si la columna forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no es menor que el 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.), a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco al que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.).

En el segundo caso, puede considerarse que no hay desplazamientos laterales apreciables si

$$\frac{Q \Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{W_u} \quad (1.1)$$

donde

Q factor de comportamiento sísmico definido en estas Normas y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo se tomará $Q = 1.0$;

V fuerza cortante de entrepiso;

Δ desplazamiento de entrepiso producido por V ;

W_u suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado; y

h altura del entrepiso, entre ejes.

b) Longitud libre, H , de un miembro a flexocompresión

Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquéllas que soporten losas planas, H será la

distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, al ábaco o a la losa, según el caso.

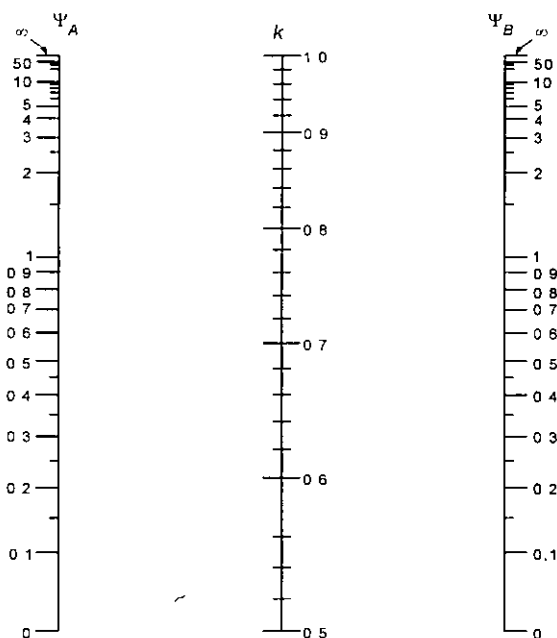
- c) Longitud efectiva, H' , de un miembro a flexo-compresión

La longitud efectiva de miembros cuyos extremos estén restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la figura 1.1.

1.4.2.2 Método de amplificación de momentos flexionantes

- a) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando la relación entre H' y el radio de giro, r , de la sección en la dirección considerada es menor que $34-12 M_1/M_2$. En la expresión anterior, M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos flexionantes en los extremos del miembro; el cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si $M_1 = M_2 = 0$, el cociente M_1/M_2 se tomará igual a 1.0.



$$\Psi_{A,B} = \frac{\sum (I/L)_{\text{columnas}}}{\sum (I/L)_{\text{miembros de flexión}}}$$

A y B son los extremos de la columna

Los momentos de inercia, I , corresponden a la flexión en el plano considerado

$$H' = k H$$

En forma aproximada

$$k_A = \frac{0.4 + \Psi_A}{0.8 + \Psi_A}; \quad k_B = \frac{0.4 + \Psi_B}{0.8 + \Psi_B};$$

$$k = 1.35 - \sqrt{1.35 (1.35 - k_A - k_B) + \frac{1}{2} (k_A^2 + k_B^2)}$$

Figura 1.1 Nomograma para determinar longitudes efectivas, H' , en miembros a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente

En miembros con extremos no restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez no podrán despreciarse.

- b) Limitación para H'/r

Cuando H'/r sea mayor que 100, deberá efectuarse un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en la sección 1.4.2.3.

- c) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con el inciso 1.4.2.2.a, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u , obtenida de un análisis elástico de primer orden y un momento amplificado, M_c , obtenido en forma aproximada y, según el caso, de acuerdo con lo estipulado en el inciso 1.4.2.2.d o en 1.4.2.2.e.

- d) Miembros con extremos restringidos lateralmente

Los miembros se diseñarán con un momento amplificado, M_c , que se calculará con la expresión

$$M_c = F_{ab} M_2 \quad (1.2)$$

donde

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad (1.3)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (1.4)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(H')^2} \quad (1.5)$$

$$E I = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} \quad (1.6)$$

u cuando se considere la acción de carga muerta y carga viva, u será la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta y carga viva. Cuando se considere la acción de carga muerta, viva y accidental, u será la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta, viva y accidental.

El momento M_2 , que es el mayor de los momentos en los extremos del miembro, se tomará con su valor absoluto y debe estar multiplicado por el factor de carga. No se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en la sección 2.3.1.

e) Miembros con extremos no restringidos lateralmente

Los momentos en los extremos del miembro se calcularán con las ecuaciones:

$$M_1 = M_{1b} + F_{as} M_{1s} \quad (1.7)$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as} M_{2s} \quad (1.8)$$

donde

M_{1b} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{1s} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{2b} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{2s} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral

apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden; y

$$F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda} \geq 1 \quad (1.9)$$

donde λ está dado por la ecuación

$$\lambda = \frac{W_u Q \Delta}{h V} \quad (1.10)$$

Si F_{as} calculado con la ec. 1.9 excede de 1.5, se deberá hacer un análisis de segundo orden de acuerdo con la sección 1.4.2.3.

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se deberá hacer un análisis de segundo orden.

f) Si un miembro sujeto a flexocompresión con extremos no restringidos tiene una relación

$$\frac{H}{r} \geq \frac{35}{\sqrt{f'_c A_g}} \quad (1.11)$$

se diseñará para la carga P_u y un momento flexionante amplificado M_c calculado según se especifica en el inciso 1.4.2.2.d, pero calculando M_1 y M_2 como se especifica en el inciso 1.4.2.2.e y con el valor de u correspondiente a la combinación de carga considerada.

1.4.2.3 Análisis de segundo orden

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, la influencia de la carga axial en las rigideces, el comportamiento no lineal y agrietamiento de los materiales, duración de las cargas, cambios volumétricos por deformaciones diferidas, así como la interacción con la cimentación.

1.5 Materiales

Las Normas Mexicanas (NMX) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

1.5.1 Concreto

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m³ (2.2 t/m³) y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m³ (1.9 y 2.2 t/m³).

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 139 del Reglamento, se usará concreto de clase 1.

Los requisitos adicionales para concretos de alta resistencia con resistencia especificada a la compresión, f_c' , igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm²) se encuentran en el Capítulo 11.

1.5.1.1 Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 ó 40, que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE.

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111 con las modificaciones y adiciones establecidas en la sección 14.3.1.

El concreto clase 1 se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) y el concreto clase 2 con agregados gruesos con peso específico superior a 2.3, como andesita. Para ambos se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características.

El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255.

1.5.1.2 Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f_c' , igual o mayor que 25 MPa (250 kg/cm²). La resistencia especificada de los concretos clase 2 será

inferior a 25 MPa (250 kg/cm²) pero no menor que 20 MPa (200 kg/cm²). En ambas clases deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en la sección 14.3.4.1. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director Responsable de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias, f_c' , distintas de las antes mencionadas, sin que, excepto lo señalado en el párrafo siguiente, sean inferiores a 20 MPa (200 kg/cm²).

En muros de concreto reforzado de vivienda de interés social, se admitirá el uso de concreto clase 2 con resistencia especificada de 15 MPa (150 kg/cm²) si se garantizan los recubrimientos mínimos requeridos en 4.9.3.

Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos. El de clase 1 debe proporcionarse por peso; el de clase 2 puede proporcionarse por volumen.

Para diseñar se usará el valor nominal, f_c^* , determinado con la expresión siguiente.

$$f_c^* = 0.8 f_c' \quad (1.12)$$

El valor f_c^* se determinó de manera que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura no lo alcance es de dos por ciento. Puesto que f_c^* es una medida de la resistencia del concreto en la estructura, para que sea válida la ec. 1.12 deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en las secciones 14.3.5, 14.3.6 y 14.3.9, respectivamente.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, $\overline{f_c}$, mayor que la especificada, f_c' , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

1.5.1.3 Resistencia a tensión

Se considera como resistencia media a tensión, $\overline{f_t}$, de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163. A falta de información experimental, $\overline{f_t}$, se puede estimar igual a:

- a) concreto clase 1

$$0.47 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa } (1.5 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.38 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa } (1.2 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

La resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura, $\overline{f_f}$ se puede suponer igual a:

a) concreto clase 1

$$0.63 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa } (2 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.44 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa } (1.4 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

Para diseñar se usará un valor nominal, f_t^* , igual a $0.75 \overline{f_t}$. También puede tomarse:

a) concreto clase 1

$$0.41 \sqrt{f_c^*}, \text{ en MPa } (1.3 \sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.31 \sqrt{f_c^*}, \text{ en MPa } (1.0 \sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

y el módulo de rotura, f_f^* , se puede tomar igual a

a) concreto clase 1

$$0.53 \sqrt{f_c^*}, \text{ en MPa } (1.7 \sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.38 \sqrt{f_c^*}, \text{ en MPa } (1.2 \sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas los esfuerzos deben estar en MPa (en kg/cm² para las expresiones en paréntesis); los resultados se obtienen en estas unidades.

1.5.1.4 Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad, E_c , se supondrá igual a

$$4\,400 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa } (14\,000 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

para concretos con agregado grueso calizo, y

$$3\,500 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa } (11\,000 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

para concretos con agregado grueso basáltico.

Para concretos clase 2 se supondrán igual a

$$2\,500 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa } (8\,000 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio. En problemas de revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere este párrafo, E_c se determinará según la norma NMX-C-128. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169.

1.5.1.5 Contracción por secado

Para concretos clase 1, la contracción por secado final, ϵ_{cf} , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2 se tomará igual a 0.002.

1.5.1.6 Deformación diferida

Para concreto clase 1, el coeficiente de deformación axial diferida final,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i} \quad (1.13)$$

se supondrá igual a 2.4 y para concreto clase 2 se supondrá igual a 5.0. Las cantidades δ_f y δ_i son las deformaciones axiales final e inmediata, respectivamente. Las flechas diferidas se deberán calcular con la sección 3.2.

1.5.2 Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla de alambre soldado. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-294 o NMX-B-457; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas. La malla cumplirá con la norma NMX-B-290. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (número 2) para estribos donde así se indique en el texto de estas Normas, conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por

fricción (sección 2.5.10). El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NMX-B-292 o NMX-B-293.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro, se permite el uso de barras que cumplan con las normas NMX-B-18, NMX-B-32 y NMX-B-72.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²) y el de torones de presfuerzo se supondrá de 1.9×10^5 MPa (1.9×10^6 kg/cm²).

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las normas citadas.

1.6 Dimensiones de diseño

Para calcular resistencias se harán reducciones de 20 mm en las siguientes dimensiones:

- Espeor de muros;
- Diámetro de columnas circulares;
- Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares;
- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos; y
- Ancho de vigas y arcos.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 200 mm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

1.7 Factores de resistencia

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R . Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

- $F_R = 0.9$ para flexión.
- $F_R = 0.8$ para cortante y torsión.
- $F_R = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- Flexocompresión:

$F_R = 0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos de la sección 6.2.4, o con estribos que cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.b;

$F_R = 0.8$ cuando el elemento falle en tensión;

$F_R = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y

e) $F_R = 0.7$ para aplastamiento.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, por los factores de carga ahí prescritos.

2. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

2.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- Existente adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003; y
- La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c'' igual a $0.85f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$

donde

$$\beta_1 = 0.85 ; \quad \text{si } f_c^* \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{140} \geq 0.65 ; \quad \text{si } f_c^* > 28 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c^* > 280 \right. \\ \left. \text{kg/cm}^2 \right)$$

c profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, aunque sea torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y . En aceros que no presenten fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva de las mencionadas en la sección 1.5.2. Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente. En cálculos de elementos de concreto presforzado deben usarse los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor F_R correspondiente, da la resistencia de diseño.

2.2 Flexión

2.2.1 Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido, $\overline{f_f}$ definido en la sección 1.5.1.3.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s,min} = \frac{0.22 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \quad (2.2)$$

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \right)$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

2.2.2 Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas, con excepción de lo indicado para marcos dúctiles en el inciso 7.2.2.a.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$\frac{f_c''}{f_y} \frac{600 \beta_1}{f_y + 600} b d \quad (2.3)$$

$$\left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right)$$

donde f_c'' tiene el valor especificado en el inciso 2.1.e, b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección, reducidos de acuerdo con la sección 1.6.

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis de la sección 2.1.

2.2.3 Secciones L y T

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes:

- La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma;

- b) La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano; y
 c) Ocho veces el espesor del patín.

Se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que $1/f_y$ veces el área transversal del patín, si f_y está en MPa ($10/f_y$, si f_y está en kg/cm^2). La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y, a cada lado de los paños del alma, debe anclarse de acuerdo con la sección 5.1.

2.2.4 Fórmulas para calcular resistencias

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de la sección 2.1 conducen a las siguientes expresiones para resistencia a flexión, M_R . En dichas expresiones F_R se tomará igual a 0.9.

- a) Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q(1-0.5q) \quad (2.4)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d(1-0.5q) \quad (2.5)$$

donde

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad (2.6)$$

$$p = \frac{A_s}{b d} \quad (2.7)$$

- b ancho de la sección (sección 1.6);
 d peralte efectivo (sección 1.6);
 f_c'' esfuerzo uniforme de compresión (inciso 2.1.e); y
 A_s área del refuerzo de tensión.

- b) Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \quad (2.8)$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c'' b} \quad (2.9)$$

- a profundidad del bloque equivalente de esfuerzos;

A_s área del acero a tensión;

A_s' área del acero a compresión; y

d' distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

La ec. 2.8 es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$p - p' \geq \frac{600 \beta_1}{600 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \quad (2.10)$$

$$\left(p - p' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \right)$$

donde

$$p' = \frac{A_s'}{b d} \quad (2.11)$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de la sección 2.1; o bien se calculará aproximadamente con las ecs. 2.4 ó 2.5 despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión no exceda la cuantía máxima prescrita en la sección 2.2.2. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos que cumplan los requisitos de la sección 6.2.3.

- c) Secciones T e I sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a , calculada con la ec. 2.12 no es mayor que el espesor del patín, t , el momento resistente se puede calcular con las expresiones 2.4 ó 2.5 usando el ancho del patín a compresión como b . Si a resulta mayor que t , el momento resistente puede calcularse con la expresión 2.13.

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c'' b} \quad (2.12)$$

$$M_R = F_R \left[A_{sp} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) + (A_s - A_{sp}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (2.13)$$

donde

$$A_{sp} = \frac{f_c'' (b - b') t}{f_y} ;$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp}) f_y}{f_c'' b'} ;$$

b ancho del patín; y

b' ancho del alma.

La ecuación 2.13 es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si

$$A_s \leq \frac{f_c''}{f_y} \frac{600 \beta_1}{f_y + 600} b' d + A_{sp} \quad (2.14)$$

$$\left(A_s \leq \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b' d + A_{sp} \right)$$

d) Flexión biaxial

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se podrá valorar con la ec. 2.17.

2.2.5 Resistencia a flexión de vigas diafragma

Se consideran como vigas diafragma aquellas cuya relación de claro libre entre apoyos, L, a peralte total, h, es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En su diseño no son aplicables las hipótesis generales de la sección 2.1. Si la cuantía A_s/bd es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas diafragma se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (2.15)$$

donde z es el brazo del par interno. En vigas de un claro, z se valúa con el criterio siguiente:

$$z = \left(0.4 + 0.2 \frac{L}{h} \right) h ; \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.0$$

$$z = 0.6L ; \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

Las vigas diafragma continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

- Analícese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios;
- Calcúlense las áreas de acero con la ec. 2.15, valuando el brazo en la forma siguiente:

$$z = \left(0.3 + 0.2 \frac{L}{h} \right) h ; \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.5$$

$$z = 0.5L ; \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

El acero de tensión se colocará como se indica en la sección 6.1.4.1.

Las vigas diafragma que unan muros de cortante de edificios (vigas de acoplamiento) se diseñarán según lo prescrito en la sección 6.1.4.5.

2.3 Flexocompresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de la sección 2.1, o bien con diagramas de interacción contruidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

2.3.1 Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05h \geq 20$ mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

2.3.2 Compresión y flexión en dos direcciones

Son aplicables las hipótesis de la sección 2.1. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{R0}} \quad (2.16)$$

donde

P_R carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ;

P_{R0} carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$;

P_{Rx} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría; y

P_{Ry} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ec 2.16 es válida para $P_R/P_{R0} \geq 0.1$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en la sección 2.3.1.

Para valores de P_R/P_{R0} menores que 0.1, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (2.17)$$

donde

M_{ux} y M_{uy} momentos de diseño alrededor de los ejes X y Y; y

M_{Rx} y M_{Ry} momentos resistentes de diseño alrededor de los mismos ejes.

2.4 Aplastamiento

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no se tomará mayor que

$$F_R f_c^*$$

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

Esta disposición no se aplica a los anclajes de tendones postensados (sección 9.6.1.3).

2.5 Fuerza cortante

2.5.1 Fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}

Las expresiones para V_{cR} que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, el valor de V_{cR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004 (h - 700) \quad (2.18)$$

El factor calculado con la expresión 2.18 no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8. La dimensión h estará en mm.

2.5.1.1 Vigas sin presfuerzo

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se calculará con el criterio siguiente:

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = 0.3 F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad (2.19)$$

$$\left(V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.20)$$

$$\left(V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} será el valor obtenido con la ec. 2.20 multiplicado por

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{V d} > 1.0$$

pero sin que se tome V_{cR} mayor que

$$0.47 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, respectivamente. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ec. 2.20 sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cR} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs. 2.19 ó 2.20, según sea el caso.

Cuando una carga concentrada actúa a no más de $0.5d$ del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos de esta sección, se revisará con el criterio de cortante por fricción de la sección 2.5.10.

Para secciones T, I o L, en todas las expresiones anteriores se usará el ancho, b' , en lugar de b . Si el patín está a compresión, al producto $b'd$ pueden sumarse las

cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.

2.5.1.2 Elementos anchos

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{cR} puede tomarse igual a

$$0.16F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

independientemente de la cuantía de refuerzo. Se hace hincapié en que el refuerzo para flexión debe cumplir con los requisitos de la sección 5.1, es decir, debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante; en zapatas de sección constante para lograr este anclaje basta, entre otras formas, suministrar en los extremos de las barras dobles a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

Si el espesor es mayor de 600 mm, o la relación M/Vd excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valorará con el criterio que se aplica a vigas (sección 2.5.1.1). El refuerzo para flexión debe estar anclado como se indica en el párrafo anterior.

2.5.1.3 Miembros sujetos a flexión y carga axial

a) Flexocompresión

En miembros a flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_u , no exceda de

$$F_R (0.7f_c^* A_g + 200 A_s)$$

$$\left(F_R (0.7f_c^* A_g + 2000 A_s) \right)$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.19 ó 2.20 por

$$1 + 0.07 P_u / A_g$$

$$\left(1 + 0.007 P_u / A_g \right)$$

usando A_s en mm^2 , f_c^* en MPa y P_u en N (o en cm^2 , kg/cm^2 y kg , respectivamente en la ecuación en paréntesis).

Para valorar la cuantía p se usará el área de las barras de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33A_s$ en secciones circulares, donde A_s es el área total de acero en la sección. Para estas últimas, $b d$ se sustituirá por A_g , donde A_g es el área bruta de la sección transversal.

Si P_u es mayor que

$$F_R (0.7f_c^* A_g + 200 A_s)$$

$$\left(F_R (0.7f_c^* A_g + 2000 A_s) \right)$$

V_{cR} se hará variar linealmente en función de P_u , hasta cero para

$$P_u = F_R (A_g f_c^* + A_s f_y)$$

b) Flexotensión

En miembros sujetos a flexotensión, V_{cR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.19 ó 2.20 por

$$1 - 0.3 P_u / A_g$$

$$\left(1 - 0.03 P_u / A_g \right)$$

Para valorar la cuantía p y tratar secciones circulares, se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

2.5.1.4 Miembros de concreto presforzado

a) Presfuerzo total adherido

En secciones con presfuerzo total (Cap. 9), donde los tendones estén adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, la fuerza V_{cR} se calculará con la expresión

$$V_{cR} = F_R b d \left(0.05 \sqrt{f_c^*} + 5 \frac{V d_p}{M} \right) \quad (2.21)$$

$$\left(V_{cR} = F_R b d \left(0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V d_p}{M} \right) \right)$$

Sin embargo, no es necesario tomar V_{cR} menor que

$$0.16F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

ni deberá tomarse mayor que

$$0.4F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(1.3 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

En la expresión 2.21, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección transversal, y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo. El peralte efectivo, d , es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

b) Presfuerzo parcial o presfuerzo no adherido

En secciones con presfuerzo parcial, y en secciones con presfuerzo total donde los tendones no estén adheridos, o situados en la zona de transferencia, se aplicarán las ecs. 2.19 ó 2.20, según el caso. El peralte efectivo, d , se calculará con la expresión

$$\frac{A_{sp} f_{sp} d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}$$

donde

A_{sp} área de acero de presfuerzo;

f_{sp} esfuerzo en el acero de presfuerzo, A_{sp} , cuando se alcanza la resistencia a flexión del elemento; y

d_s distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión.

En ambos casos la contribución de los patines en vigas T, I y L se valuarán con el criterio que se prescribe en la sección 2.5.1.1 para vigas sin presfuerzo.

2.5.2 Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo

2.5.2.1 Requisitos generales

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, uniéndola según la

sección 5.6.2. Los estribos deben rematarse como se indica en la sección 5.1.7.

Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de f_y mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²). Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45 grados, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30 grados.

2.5.2.2 Refuerzo mínimo

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{CR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v,min} = 0.10 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y} \quad (2.22)$$

$$\left(A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y} \right)$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

2.5.2.3 Separación del refuerzo transversal

a) Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, S , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{SR}} \quad (2.23)$$

donde

A_v área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia S ;

θ ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y

V_{SR} fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{SR} = V_u - V_{CR}$).

Para secciones circulares se sustituirá el peralte efectivo, d , por el diámetro de la sección, D .

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según la sección 2.5.2.2. La separación, S , no debe ser menor de 60 mm.

- b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$0.47F_R b d \sqrt{f_c^*} \left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.

- c) Si V_u es mayor que

$$0.47F_R b d \sqrt{f_c^*} \left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d.

2.5.2.4 Limitación para V_u

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

- a) En vigas

$$0.8F_R b d \sqrt{f_c^*} \left(2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

- b) En columnas

$$0.6F_R b d \sqrt{f_c^*} \left(2F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

- c) En marcos dúctiles, donde V_{cR} sea igual a cero

$$0.6F_R b d \sqrt{f_c^*} \left(2F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

2.5.2.5 Fuerza cortante que toma un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con

$$A_v = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y \sin \theta} \quad (2.24)$$

En este caso no se admitirá que V_u sea mayor que

$$0.47F_R b d \sqrt{f_c^*} \left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

2.5.3 Refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas

2.5.3.1 Requisitos generales

Este refuerzo estará formado por estribos perpendiculares al eje de la pieza, con esfuerzo especificado de fluencia, f_y , no mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²), o por malla de alambre soldado cuyo esfuerzo especificado de fluencia, f_y , no se tomará mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).

2.5.3.2 Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo por tensión diagonal prescrito en la sección 2.5.2.2 se usará, asimismo, en vigas parcial o totalmente presforzadas; en las totalmente presforzadas la separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo será de 0.75h.

2.5.3.3 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

Cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que V_{cR} , se requiere refuerzo por tensión diagonal. Su contribución a la resistencia se determinará con la ec. 2.23 con las limitaciones siguientes:

- a) Vigas con presfuerzo total

- 1) La separación de estribos no debe ser menor de 60 mm.
- 2) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que $0.47F_R b d \sqrt{f_c^*}$ (si se usa MPa y mm, o $1.5F_R b d \sqrt{f_c^*}$ si se usa kg/cm² y cm) la separa-

ción no deberá ser mayor que $0.75h$, donde h es el peralte total de la pieza.

- 3) Si V_u es mayor que $0.47F_R bd \sqrt{f_c^*}$ (si se usa MPa y mm, o $1.5F_R bd \sqrt{f_c^*}$ si se usa kg/cm² y cm) la separación de los estribos no deberá ser mayor que $0.37h$.
- 4) En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que $0.8F_R bd \sqrt{f_c^*}$ ($2.5F_R bd \sqrt{f_c^*}$ si se usa kg/cm² y cm)

b) Vigas con presfuerzo parcial

En vigas con presfuerzo parcial se aplicará lo dispuesto en la sección 2.5.2 para elementos sin presfuerzo.

2.5.4 Proximidad a reacciones y cargas concentradas

Cuando una reacción comprima directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia d del paño de apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d . En elementos presforzados, las secciones situadas a menos de $h/2$ del paño del apoyo pueden dimensionarse con la fuerza cortante de diseño que actúa a $h/2$.

Cuando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

Para el efecto, se deberá colocar refuerzo transversal (estribos de suspensión) en la zona de intersección de las vigas, sobre la viga principal (fig. 2.1). Este refuerzo deberá resistir una fuerza cortante igual a

$$V_u \frac{h_s}{h_p}$$

donde V_u es la suma de las fuerzas cortantes de diseño de las vigas secundarias y h_s y h_p son los peraltes de las vigas secundaria y principal, respectivamente. Es adicional al necesario por fuerza cortante en la viga principal, y se colocará en ella en la longitud indicada en la fig. 2.1.

El lecho inferior del refuerzo longitudinal de la viga secundaria deberá colocarse sobre el correspondiente de la viga principal, y deberá anclarse en ella considerando como sección crítica el paño de los estribos adicionales (fig. 2.1).

2.5.5 Vigas con tensiones perpendiculares a su eje

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca tensiones perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben cargas de losa en su parte inferior, se suministrarán estribos adicionales en la viga calculados para que transmitan la carga a la viga.

2.5.6 Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 33 por ciento, o traslape más que 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto se considerará de $0.7V_{cR}$.

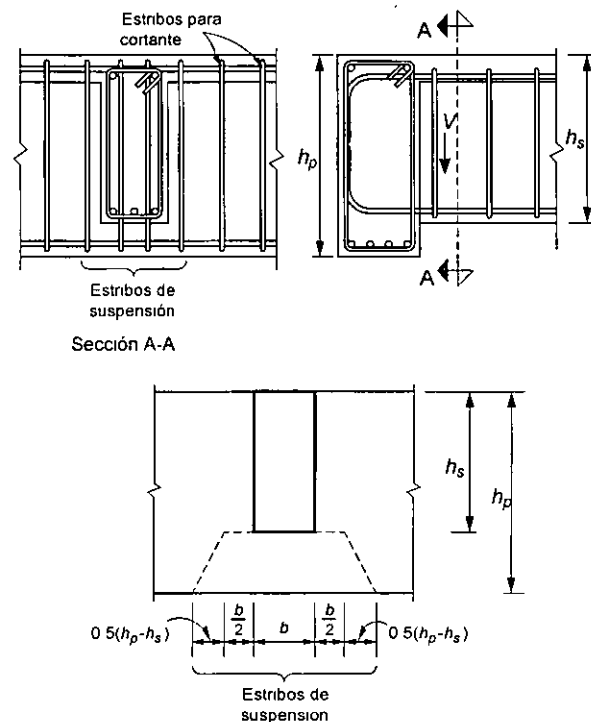


Figura 2.1 Transmisión de fuerzas y conexión entre vigas secundarias y principales

2.5.7 Fuerza cortante en vigas diafragma

Para determinar la fuerza cortante, V_{cR} , que resiste el concreto en vigas diafragma (definidas en la sección 2.2.5), se aplicará lo que en la sección 2.5.1.1 se dispone para vigas con relación L/h menor que 4.

2.5.7.1 Sección crítica

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0.15L$ en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

2.5.7.2 Refuerzo mínimo

En las vigas diafragma se suministrarán refuerzos vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos de la sección 5.7, para refuerzo por cambios volumétricos.

2.5.7.3 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

Si la fuerza cortante de diseño, V_u , es mayor que V_{CR} , la diferencia se tomará con refuerzo. El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

- a) En vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como:

1) Contribución del refuerzo vertical

La contribución del refuerzo vertical, A_v , se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yv} d A_v \frac{1 + L/d}{s} \quad (2.25)$$

donde

A_v área del acero vertical comprendida en cada distancia s ; y

f_{yv} esfuerzo de fluencia del acero A_v .

2) Contribución del refuerzo horizontal

La contribución del refuerzo horizontal, A_{vh} , se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yh} d A_{vh} \frac{11 - L/d}{s_h} \quad (2.26)$$

donde

A_{vh} área de acero horizontal comprendida en cada distancia s_h ; y

f_{yh} esfuerzo de fluencia del acero A_{vh} .

- b) En vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente dos caras opuestas, además de lo aquí prescrito, se tomarán en cuenta las disposiciones de las secciones 2.5.4 y 2.5.5 que sean aplicables.

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán de acuerdo con la sección 6.1.4.4.

2.5.7.4 Limitación para V_u

La fuerza V_u no debe ser mayor que

$$0.6 F_R b d \sqrt{f_c^*} \left(2 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

2.5.8 Refuerzo longitudinal en trabes

Deberá proporcionarse acero longitudinal adicional en las paredes verticales del elemento, que estará constituido, como mínimo, por barras de 7.9 mm de diámetro (número 2.5) colocadas con una separación máxima de 350 mm.

2.5.9 Fuerza cortante en losas y zapatas

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

- a) La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. Este caso se trata de acuerdo con las disposiciones de las secciones 2.5.1.1, 2.5.1.2 y 2.5.2. En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columna y el 25 por ciento en las centrales (sección 6.3.3.2).
- b) Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. En este caso se procederá como se indica en las secciones 2.5.9.1 a 2.5.9.5.

2.5.9.1 Sección crítica

La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa o zapata y se localizará de acuerdo con lo siguiente:

- a) Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, donde d es el peralte efectivo de la losa.
- b) Si el área cargada tiene entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea mínimo y que en ningún punto su distancia a la periferia del área cargada sea menor que $d/2$. Por lo demás, se aplicará lo dicho en el inciso 2.5.9.1.a.
- c) En losas planas aligeradas también se revisará como sección crítica la situada a $d/2$ de la periferia de la zona maciza alrededor de las columnas.
- d) Cuando en una losa o zapata haya aberturas que disten de una carga o reacción concentradas menos de diez veces el espesor del elemento, o cuando la abertura se localice en una franja de columna, como se define en la sección 6.3.3.2, no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada.

2.5.9.2 Esfuerzo cortante de diseño

- a) Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir, M_u , no excede de $0.2V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño, v_u , se calculará con la expresión siguiente:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (2.27)$$

donde b_o es el perímetro de la sección crítica y V_u la fuerza cortante de diseño en dicha sección.

- b) Cuando haya transferencia de momento, se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}} \quad (2.28)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig. 2.2). En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 . En columnas circulares $c_1 = c_2 = 0.9D$. El resto del momento, es decir la fracción $1 - \alpha$, debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, de acuerdo con la sección 8.4.

2.5.9.3 Resistencia de diseño del concreto

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de

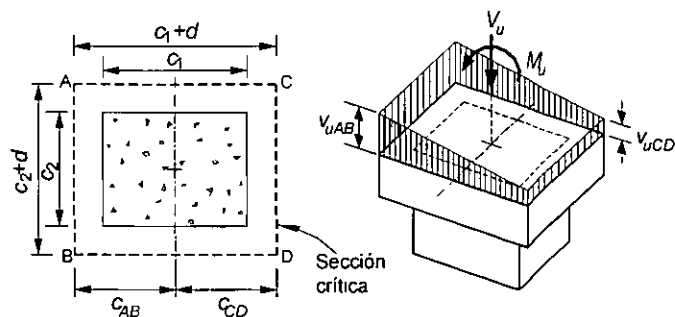
$$0.3F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} ; \quad \text{ni de } 0.3F_R \sqrt{f_c^*} \quad (2.29)$$

$$\left(F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} ; \quad \text{ni de } F_R \sqrt{f_c^*} \right)$$

a menos que se suministre refuerzo como se indica en las secciones 2.5.9.4 y 2.5.9.5.

En la expresión anterior, γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.

Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la ec. 2.29 y en las secciones 2.5.9.4 y 2.5.9.5, el factor de resistencia F_R se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8.



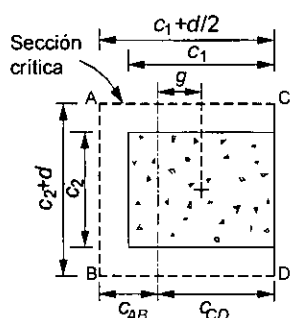
a) columna interior

$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$



b) columna de borde

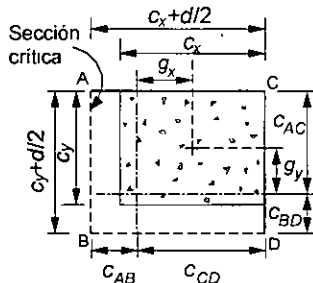
$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha (M_u - V_u g) c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{uC} = v_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha (M_u - V_u g) c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = d(2c_1 + c_2 + 2d)$$

$$c_{AB} = \frac{(c_1 + d/2)^2 d}{A_{cr}}; \quad g = (c_1 + d)/2 - c_{AB}$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d/2)^3}{6} + \frac{(c_1 + d/2)d^3}{6} + (c_2 + d)d c_{AB}^2 + 2(c_1 + d/2)d \left(\frac{c_1 + d/2}{2} - c_{AB} \right)^2$$



c) columna de esquina

$$v_{uA} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{AB}}{J_{cx}} - \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{AC}}{J_{cy}}$$

$$v_{uB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{AB}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{BD}}{J_{cy}}$$

$$v_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{CD}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{BD}}{J_{cy}}$$

$$A_{cr} = d(c_x + c_y + d)$$

$$c_{AB} = \frac{(c_x + d/2)^2 d}{2 A_{cr}}; \quad c_{BD} = \frac{(c_y + d/2)^2 d}{2 A_{cr}}$$

$$g_x = (c_x + d)/2 - c_{AB}; \quad g_y = (c_y + d)/2 - c_{BD}$$

$$J_{cx} = \frac{d(c_x + d/2)^3}{12} + \frac{(c_x + d/2)d^3}{12} + (c_y + d/2)d c_{AB}^2 + (c_x + d/2)d \left(\frac{c_x + d/2}{2} - c_{AB} \right)^2$$

$$J_{cy} = \frac{d(c_y + d/2)^3}{12} + \frac{(c_y + d/2)d^3}{12} + (c_x + d/2)d c_{BD}^2 + (c_y + d/2)d \left(\frac{c_y + d/2}{2} - c_{BD} \right)^2$$

Figura 2.2 Transmisión de momento entre columna rectangular y losa o zapata

2.5.9.4 Refuerzo mínimo

En losas planas debe suministrarse un refuerzo mínimo que sea como el descrito en la sección 2.5.9.5, usando estribos de 6.4 mm o más de diámetro, espaciados a no más de $d/3$. Este refuerzo se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente. Si la losa es aligerada, el refuerzo mínimo se colocará en las nervaduras de ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.

2.5.9.5 Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante

a) Consideraciones generales

Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se cruzan sobre la columna. El ancho, b , de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa, d , más la dimensión horizontal de la cara de columna a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa. Si la columna es circular se puede tratar como cuadrada de lado igual a $(0.8D - 0.2d)$, donde D es el diámetro de la columna. En cada una de estas vigas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuya separación será 0.85 veces la calculada con la ec. 2.23, sin que sea mayor que $d/3$; la separación transversal entre ramas verticales de los estribos no debe exceder de 200 mm.

La separación determinada para cada viga en la sección crítica se mantendrá en una longitud no menor que un cuarto del claro entre ejes de columnas en el caso de losas planas, o hasta el borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

b) Resistencia de diseño

Al aplicar la ec. 2.23 se supondrá

$$V_u = v_u b d \quad (2.30)$$

y

$$V_{cR} = 0.4 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.31)$$

$$\left(V_{cR} = 0.13 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

donde v_u es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia, calculado de acuerdo con la sección 2.5.9.2

En ningún caso se admitirá que v_u sea mayor que

$$1.3 F_R \sqrt{f_c^*} \\ \left(0.4 F_R \sqrt{f_c^*} \right)$$

2.5.10 Resistencia a fuerza cortante por fricción

2.5.10.1 Requisitos generales

Estas disposiciones se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal (en ménsulas cortas, por ejemplo, y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). En tales casos, si se necesita refuerzo, éste deberá ser perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

2.5.10.2 Resistencia de diseño

La resistencia a fuerza cortante, V_R , se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones 2.32 a 2.34:

$$F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (2.32)$$

$$F_R [1.4A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \quad (2.33)$$

$$\left(F_R [1.4A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \right)$$

$$0.25 F_R f_c^* A \quad (2.34)$$

donde

A_{vf} área del refuerzo por cortante por fricción;

A área de la sección definida por el plano crítico;

N_u fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico; y

μ coeficiente de fricción que se tomará igual a:

1.4 en concreto colado monolíticamente;

1.0 para concreto colado contra concreto endurecido;

o

0.7 entre concreto y acero laminado.

Los valores de μ anteriores se aplicarán si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco está

limpio y libre de lechada, y tiene rugosidades con amplitud total del orden de 5 mm o más, así como si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores, f_y no se supondrá mayor de 412 MPa (4 200 kg/cm²).

2.5.10.3 Tensiones normales al plano crítico

Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, en A_{vf} no se incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

2.6 Torsión

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro. Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

En esta sección se entenderá por un elemento con sección transversal hueca a aquél que tiene uno o más huecos longitudinales, de tal manera que el cociente entre A_g y A_{cp} es menor que 0.85. El área A_g en una sección hueca es sólo el área del concreto y no incluye el área de los huecos; su perímetro es el mismo que el de A_{cp} . A_{cp} es el área de la sección transversal incluida en el perímetro exterior del elemento de concreto, p_{cp} . En el cálculo de A_{cp} y p_{cp} , en elementos colados monolíticamente con la losa, se deberán incluir los tramos de losa indicados en la fig. 2.3, excepto cuando el parámetro A_{cp}^2/p_{cp} , calculado para vigas con patines, sea menor que el calculado para la misma viga ignorando los patines.

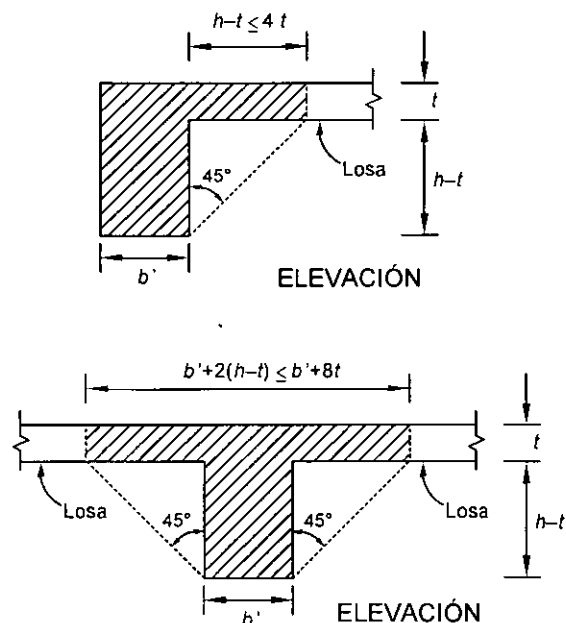


Figura 2.3 Ejemplos del tramo de losa que debe considerarse en el cálculo de A_{cp} y p_{cp}

Si la sección se clasifica como maciza, A_g se hará igual a A_{cp} en las expresiones 2.35, 2.36 y 2.37.

2.6.1 Elementos en los que se pueden despreciar los efectos de torsión.

Pueden despreciarse los efectos de torsión en un elemento si el momento torsionante de diseño, T_u , es menor que:

a) Para miembros sin presfuerzo

$$0.083 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \quad (2.35)$$

$$\left(0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$$

b) Para miembros con presfuerzo

$$0.083 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3 f_{cp}}{\sqrt{f_c^*}}} \quad (2.36)$$

$$\left(0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{\sqrt{f_c^*}}} \right)$$

donde f_{cp} es el esfuerzo de compresión efectivo debido al presfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo), en el centroide de la sección transversal que resiste las fuerzas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el patín, cuando el centroide queda dentro del patín.

En elementos de sección compuesta, f_{cp} , es el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el patín, cuando el centroide queda dentro del patín, debido al presfuerzo y a los momentos que son únicamente resistidos por el elemento prefabricado.

- c) Para miembros no presforzados sujetos a tensión o compresión axial

$$0.083 \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f_c^*}}} \quad (2.37)$$

$$\left(0.27 \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f_c^*}}} \right)$$

donde N_u es positiva en compresión.

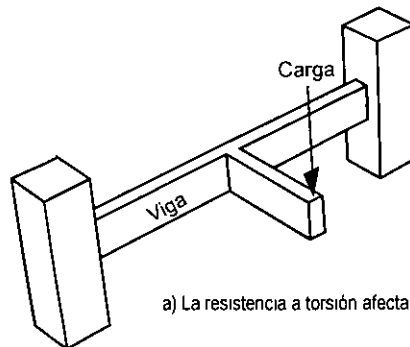
Los elementos en que, de acuerdo con esta sección, no pueda despreciarse la torsión, tendrán refuerzo por torsión diseñado según la sección 2.6.3, y sus dimensiones mínimas serán las allí señaladas.

2.6.2 Cálculo del momento torsionante de diseño, T_u

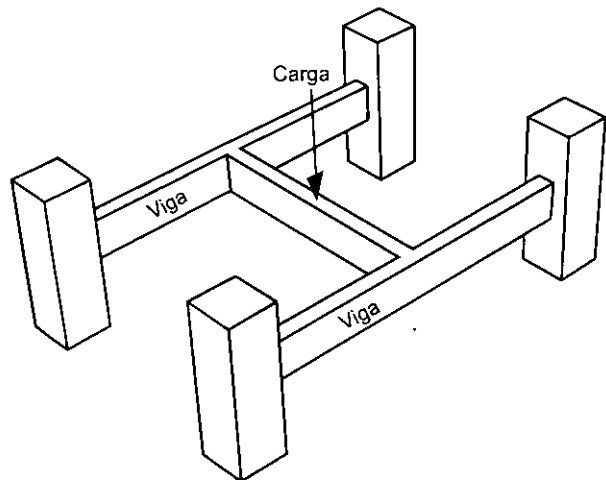
En el análisis, para calcular T_u se usará la sección no agrietada.

2.6.2.1 Cuando afecta directamente al equilibrio

En estructuras en donde la resistencia a torsión se requiere para mantener el equilibrio (fig. 2.4.a) y, además, T_u excede a lo dispuesto en la sección 2.6.1, T_u será el momento torsionante que resulte del análisis, multiplicado por el factor de carga correspondiente.



a) La resistencia a torsión afecta directamente al equilibrio



b) La resistencia a torsión no afecta directamente al equilibrio

Figura 2.4 Ejemplos de vigas en las que existe torsión

2.6.2.2 Cuando no afecta directamente al equilibrio

En estructuras en donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio, es decir, en estructuras estáticamente indeterminadas donde puede ocurrir una reducción del momento torsionante en un miembro debido a la redistribución interna de fuerzas cuando el elemento se agrieta (fig. 2.4.b), el momento torsionante de diseño, T_u , puede reducirse a los valores de las ecs. 2.38 y 2.39, modificando las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de manera que se conserve el equilibrio:

- a) Para elementos sin presfuerzo

$$0.3 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (2.38)$$

$$\left(F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

b) Para elementos con presfuerzo

$$0.3 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3f_{cp}}{\sqrt{f_c^*}}} \quad (2.39)$$

$$\left(F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{\sqrt{f_c^*}}} \right)$$

c) Para miembros no presforzados sujetos a tensión o compresión axial

$$0.3 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f_c^*}}} \quad (2.40)$$

$$\left(F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f_c^*}}} \right)$$

2.6.2.3 Cuando pasa de una condición isostática a hiperestática

Cuando en una estructura se presente una condición isostática y, posteriormente, la posibilidad de una redistribución interna de fuerzas (condición hiperestática), el momento de diseño final, T_u , será como sigue:

$$T_u = T_{ui} + T_{uh} \quad (2.41)$$

donde

T_{ui} momento torsionante de diseño (sin ninguna reducción), calculado considerando sólo las cargas que actúan en la condición isostática; y

T_{uh} momento torsionante de diseño, causado por las cargas adicionales a las que originan T_{ui} , que se tiene en la condición hiperestática. Para el cálculo de T_{uh} se considerará lo especificado en la sección 2.6.2.2.

2.6.3 Resistencia a torsión

2.6.3.1 Dimensiones mínimas

Las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a torsión deben ser tales que:

a) Para elementos de sección transversal maciza se cumpla:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_{cR}}{b d} + 0.67 \sqrt{f_c^*}\right) \quad (2.42)$$

$$\left(\sqrt{\left(\frac{V_u}{b d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_{cR}}{b d} + 2 \sqrt{f_c^*}\right) \right)$$

b) Para elementos de sección transversal hueca se cumpla:

$$\frac{V_u}{b d} + \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq F_R \left(\frac{V_{cR}}{b d} + 0.67 \sqrt{f_c^*}\right) \quad (2.43)$$

$$\left(\frac{V_u}{b d} + \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq F_R \left(\frac{V_{cR}}{b d} + 2 \sqrt{f_c^*}\right) \right)$$

donde

p_h perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión más alejado; y

A_{oh} área comprendida por p_h , (figura 2.5).

c) Si el espesor de la pared de una sección transversal hueca varía a lo largo del perímetro de dicha sección, la ecuación 2.43 deberá evaluarse en la condición más desfavorable, es decir, cuando el término del lado izquierdo sea mínimo.

d) Si el espesor de la pared es menor que A_{oh}/p_h , el segundo término de la ec. 2.43 deberá tomarse como:

$$\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t}$$

donde t es el espesor de la pared de la sección transversal hueca en el punto que se está revisando.

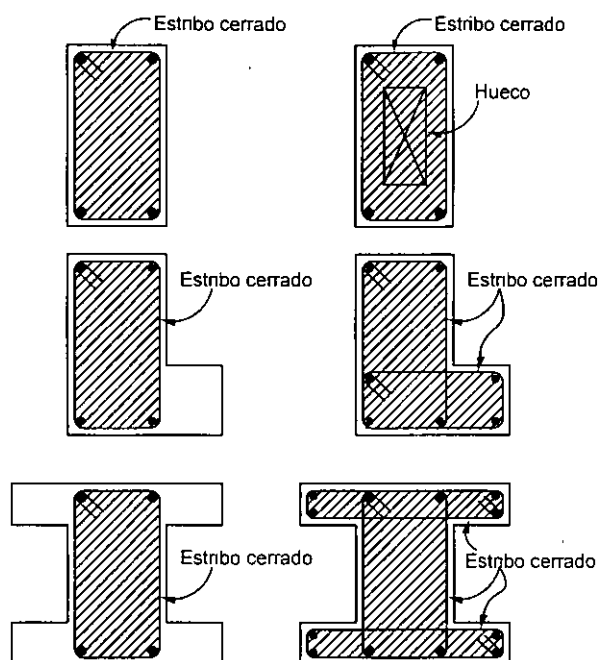


Figura 2.5 Definición del área A_{oh} (zonas sombreadas)

2.6.3.2 Refuerzo por torsión

El refuerzo por torsión consistirá de refuerzo transversal y de refuerzo longitudinal.

a) Refuerzo transversal

El área de estribos cerrados que formarán el refuerzo transversal por torsión se calculará con la expresión siguiente:

$$A_t = \frac{T_u s}{F_R 2 A_o f_{yv} \cot \varphi} \quad (2.44)$$

donde

A_t área transversal de una sola rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s ;

A_o área bruta encerrada por el flujo de cortante e igual a $0.85 A_{oh}$;

s separación de los estribos que resisten la torsión;

f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia de los estribos; el cual no excederá de 412 MPa (4 200 kg/cm²); y

φ ángulo con respecto al eje de la pieza, que forman los puntales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir torsión según la teoría de la analogía de la armadura espacial (fig. 2.6). No debe ser menor de 30 grados ni mayor de 60 grados. Se

recomienda que $\varphi = 45$ grados para elementos sin presfuerzo o parcialmente presforzados y $\varphi = 37.5$ grados para elementos totalmente presforzados.

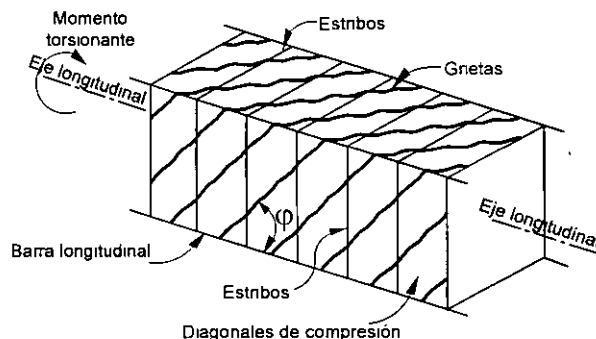


Figura 2.6 Analogía de la armadura espacial, en torsión pura

b) Refuerzo longitudinal

El área de barras longitudinales para torsión, A_{st} , adicionales a las de flexión, no será menor que la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \cot^2 \varphi \quad (2.45)$$

donde

f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal para torsión; y

φ debe tener el mismo valor que el utilizado en la ec. 2.44.

2.6.3.3 Detalles del refuerzo

a) Refuerzo transversal

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro, anclados por medio de ganchos que formen un ángulo de 135 grados, y por barras longitudinales o tendones. En miembros circulares los estribos serán circulares.

El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a separación y distribución del refuerzo.

El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia igual a la suma del peralte total más el ancho $(h + b)$, más allá del punto teórico en que ya no se requiere.

En secciones huecas, la distancia entre el eje del refuerzo transversal por torsión y la cara interior de la pared de la sección hueca no será menor que

$$0.5 \frac{A_{oh}}{p_h}$$

b) Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal deberá tener la longitud de desarrollo más allá de la sección donde deja de ser necesaria por torsión. El diámetro mínimo de las barras que forman el refuerzo longitudinal será de 12.7 mm (número 4).

En vigas presforzadas, el refuerzo longitudinal total (incluyendo el acero de presfuerzo) en una sección debe resistir el momento flexionante de diseño en dicha sección más una fuerza de tensión longitudinal concéntrica igual a $A_{st} f_y$, basada en la torsión de diseño que se tiene en la misma sección.

2.6.3.4 Refuerzo mínimo por torsión

a) Refuerzo transversal

En los elementos en que se requiera refuerzo por torsión, deberá proporcionarse un área de acero transversal mínima que se calculará con la siguiente expresión:

$$A_v + 2A_t = 0.10 \sqrt{f_c} \frac{bs}{f_{yv}} \quad (2.46)$$

$$\left(A_v + 2A_t = 0.30 \sqrt{f_c} \frac{bs}{f_{yv}} \right)$$

pero no será menor que $bs/(3f_{yv})$ ($3.5bs/f_{yv}$ para la expresión en paréntesis), donde A_v es el área transversal de dos ramas de un estribo cerrado y A_t es el área transversal de una sola rama de un estribo cerrado, en mm^2 (cm^2).

b) Refuerzo longitudinal

Debe proporcionarse un área de acero longitudinal mínima que está determinada por:

$$A_{st,min} = \frac{\sqrt{f_c} A_{cp}}{2.4 f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \quad (2.47)$$

$$\left(A_{st,min} = \frac{1.3 \sqrt{f_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \right)$$

En donde $\frac{A_t}{s}$ no deberá ser menor que $\frac{b}{5.8 f_{yv}}$ mm

$$\left(\frac{1.75 b}{f_{yv}}, \text{ en cm} \right)$$

2.6.3.5 Separación del refuerzo por torsión

La separación s , determinada con la ec. 2.44, no será mayor que $p_h/8$, ni que 300 mm.

El refuerzo longitudinal debe distribuirse en el perímetro de los estribos cerrados con una separación máxima de 300 mm y se colocará una barra en cada esquina de los estribos. Las barras o tendones longitudinales deberán colocarse dentro de los estribos.

3. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

3.1 Esfuerzos bajo condiciones de servicio

Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento exterior, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para valuar el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura, $\overline{f_f}$, prescrito en la sección 1.5.1.3.

3.2 Deflexiones

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

3.2.1 Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida.

3.2.1.1 Deflexiones inmediatas

Las deflexiones que ocurren inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con la sección 1.5.1.4 y con el momento de inercia efectivo, I_e calculado con la ec 3.1, pero no mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 \right] I_{ag} \quad (3.1)$$

donde

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2} \quad (\text{momento de agrietamiento}) \quad (3.2)$$

$M_{m\acute{a}x}$ momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión; y

h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión.

En forma opcional, y como simplificación de la estimación anterior, se puede emplear el momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_{ag}) en vez del momento de inercia efectivo.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \quad (3.3)$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la ec. 3.3 el denominador será igual a 3.

3.2.1.2 Deflexiones diferidas

A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con la sección 3.2.1.1 para la carga sostenida considerada, por el factor

$$\frac{2}{1 + 50 p'} \quad (3.4)$$

donde p' es la cuantía de acero a compresión (A_s'/bd). En elementos continuos se usará un promedio de p' calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia.

Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador de la ec. 3.4 será igual a 4.

3.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor de 300 MPa (3 000 kg/cm²) para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \frac{h_2}{h_1} \quad (3.5)$$

no exceda los valores que se indican en la tabla 3.1, de acuerdo con la agresividad del medio a que se encuentre expuesta la estructura.

Tabla 3.1 Límites para la condición de agrietamiento

Clasificación de exposición (ver tabla 4.1)	Valores máximos de la ecuación 3.5, en N/mm (kg/cm)
A1	40 000 (40 000)
A2	
B1	30 000 (30 000)
B2	
C	
D	20 000 (20 000)

En la ecuación 3.5:

f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio;

d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella;

A área de concreto a tensión que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro);

h_1 distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo principal de tensión; y

h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada en tensión.

4. DISEÑO POR DURABILIDAD

4.1 Disposiciones generales

4.1.1 Requisitos básicos

La durabilidad será tomada en cuenta en el diseño, mediante la determinación de la clasificación de exposición de acuerdo con la sección 4.2 y, para esa clasificación, cumpliendo con los siguientes requisitos:

- a) Calidad y curado del concreto, de acuerdo con las secciones 4.3 a 4.6;
- b) Restricciones en los contenidos químicos, de acuerdo con la sección 4.8;
- c) Recubrimiento, de acuerdo con la sección 4.9; y
- d) Precauciones en la reacción álcali-agregado, de acuerdo con la sección 4.10.

4.1.2 Requisito complementario

Además de los requisitos especificados en la sección 4.1.1, el concreto sujeto a la abrasión originada por tránsito (p.ej. pavimentos y pisos) satisfará los requisitos de la sección 4.7.

4.1.3 Tipos de cemento

Los requisitos que se prescriben en las secciones 4.3, 4.4 y 4.9 parten de suponer el empleo de concreto con cemento portland ordinario. Pueden usarse otros tipos de cemento portland (p.ej. resistente a los sulfatos, baja reactividad álcali-agregado) o cementos mezclados, (p.ej. cemento portland puzolánico, cemento portland con escoria granulada de alto horno). Éstos deberán ser evaluados para establecer los niveles de desempeño equivalentes a los obtenidos con concretos de cemento portland ordinario.

Pueden usarse otros sistemas que consistan en la protección o impregnación de la capa superficial. Estos sistemas serán evaluados para establecer niveles de desempeño equivalente a los concretos de cemento portland ordinario, al determinar la influencia de la durabilidad del recubrimiento para alcanzar los 50 años de vida de diseño.

Cuando se requiera una expectativa de vida útil diferente de 50 años, las previsiones anteriores se pueden modificar. La modificación se hará con base en la equivalencia del criterio de desempeño establecido anteriormente, junto con el sobrentendido de que los concretos de cemento portland

ordinario pueden proporcionar un nivel satisfactorio de protección al refuerzo contra la corrosión por 50 años.

4.2 Clasificación de exposición

La clasificación de la exposición para una superficie de un miembro reforzado o presforzado se determinará a partir de la tabla 4.1. Esta tabla no necesita aplicarse a miembros de concreto simple, si tales miembros no incluyen metales que dependan del concreto para su protección contra los efectos del medio ambiente.

Para determinar la calidad del concreto requerida de acuerdo con las secciones 4.3 a 4.6 y 4.8, la clasificación de exposición para el miembro será la que corresponda a la superficie que tenga la condición de exposición más desfavorable.

Para determinar los requisitos de recubrimiento para protección del refuerzo contra la corrosión de acuerdo con la sección 4.9.3, la clasificación de la exposición se tomará como la que corresponda a la superficie a partir de la cual se mide el recubrimiento.

4.3 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2

Miembros sujetos a clasificaciones de exposición A1 o A2 serán curados en forma continua bajo temperatura y presión del ambiente por al menos tres días a partir del colado.

El concreto en los miembros tendrán una resistencia a compresión especificada, f_c' , no menor de 20 MPa (200 kg/cm²).

4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C

Miembros sujetos a clasificaciones de exposición B1, B2 o C serán curados en forma continua bajo condiciones de temperatura y presión del ambiente, por al menos siete días a partir del colado.

El concreto en el miembro tendrá una resistencia a compresión especificada, f_c' , no menor de:

- a) 20 MPa (200 kg/cm²) para clasificación B1;
- b) 25 MPa (250 kg/cm²) para clasificación B2; y
- c) 50 MPa (500 kg/cm²) para clasificación C.

Adicionalmente, en los concretos para la clasificación C se especificará un contenido mínimo de cemento portland

ordinario y una relación de agua/cemento máxima (ver tabla 4.5).

4.5 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D

El concreto en los miembros sujetos a una clasificación de exposición D se especificará para asegurar su durabilidad bajo la exposición ambiente particular que se tenga y para la vida útil de diseño escogida.

4.6 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos

Los concretos que estarán expuestos a soluciones o a suelos que contienen concentraciones peligrosas de sulfatos serán hechos con cementos resistentes a sulfatos y cumplirán con las relaciones agua-materiales cementantes máximas y las resistencias a compresión mínimas presentadas en la tabla 4.2.

4.7 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión

En adición a los otros requisitos de durabilidad de esta sección, el concreto para miembros sujetos a la abrasión proveniente del tránsito, tendrá una resistencia a la compresión especificada no menor que el valor aplicable dado en la tabla 4.3.

En superficies expuestas a tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor de 15 mm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

4.8 Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión

4.8.1 Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión

El contenido total del ion cloruro en el concreto, calculado o determinado, basado en las mediciones del contenido de cloruros provenientes de los agregados, del agua de mezclado y de aditivos no excederá los valores dados en la tabla 4.4.

Cuando se hacen pruebas para determinar el contenido de iones de cloruro solubles en ácido, los procedimientos de ensayos se harán de acuerdo con ASTM C 1152.

No se adicionarán al concreto cloruros o aditivos químicos que los contengan en forma importante en elementos de concreto reforzado para clasificaciones de exposición B1, B2, o C, y en ningún elemento de concreto presforzado o curado a vapor.

Tabla 4.1 Clasificaciones de exposición

Superficies y ambiente de exposición	Clasificación de exposición
a) Superficie de miembros en contacto con el terreno:	
1) Protegida por una membrana impermeable	A1
2) En suelos no agresivos	A2
3) En suelos agresivos ¹	D
b) Superficies de miembros en ambientes interiores:	
1) Encerrado totalmente dentro de un edificio, excepto por breve periodo de exposición al ambiente durante la construcción ²	A1
2) En edificios o sus partes donde los miembros pueden estar sujetos a humedecimiento y secado repetido ²	B1
c) Superficies de miembros no en contacto con el terreno y expuestos a ambientes exteriores ³ que son:	
1) No agresivos	A2
2) Ligeramente agresivos	B1
3) Agresivos	B2
d) Superficies de miembros en agua ⁴ :	
1) En contacto con agua dulce (dura)	B1
En agua dulce a presión (dura)	B2
En agua dulce corriente (dura)	B2
2) En contacto con agua dulce (suave)	B2
En agua dulce a presión (suave)	D
En agua dulce corriente (suave)	D
3) En agua con más de 20 000 ppm de cloruros:	
– Sumergida permanentemente	B2
– En zonas con humedecimiento y secado	C
e) Superficies de miembros en otros ambientes:	
En cualquier ambiente de exposición no descritos en los incisos de (a) a (d)	D

¹ Se deben considerar agresivos los suelos permeables con pH < 4.0 o con agua freática que contiene más de un gramo (1 g) de iones de sulfato por litro. Suelos ricos en sales con pH entre 4 y 5 deben considerarse como clasificación de exposición C;

² Cuando se emplee en aplicaciones industriales, se deben considerar los efectos sobre el concreto de los procesos de manufactura que allí se realicen; en tales casos se puede requerir una reclasificación de la exposición a D;

³ La frontera entre los diferentes ambientes exteriores depende de muchos factores los cuales incluyen distancia desde la fuente agresiva, vientos dominantes y sus intensidades;

⁴ Para establecer las características de dureza del agua se requiere analizarla (ASTM E 1116).

Tabla 4.2 Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos

Exposición a sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO_4) presentes en suelos, porcentaje por peso	Sulfatos (SO_4) en agua, ppm	Tipos de cemento ¹	Máxima relación agua—materiales cementantes, por peso. concretos con agregados de peso normal ²	f_c' mínima, concreto con agregado de peso normal y ligero, MPa (kg/cm ²)
Despreciable	$0.00 \leq \text{SO}_4 < 0.10$	$0 \leq \text{SO}_4 < 150$	—	—	—
Moderada ³	$0.10 \leq \text{SO}_4 < 0.20$	$150 \leq \text{SO}_4 < 1\,500$	CPP, CPEG, CPC	0.50	29 (300)
Severa	$0.20 \leq \text{SO}_4 \leq 2.00$	$1\,500 \leq \text{SO}_4 < 10\,000$	RS	0.45	34 (350)
Muy severa	$\text{SO}_4 > 2.00$	$\text{SO}_4 > 10\,000$	RS más puzolana ⁴	0.45	34 (350)

¹ CPP cemento portland puzolánico (clinker de cemento portland con $\text{C}_3\text{A} < 8\%$);

CPEG cemento portland con escoria granulada de alto horno (clinker de cemento portland con $\text{C}_3\text{A} < 8\%$);

CPC cemento portland compuesto (clinker de cemento portland con $\text{C}_3\text{A} < 8\%$);

RS cemento portland resistente a los sulfatos ($\text{C}_3\text{A} < 5\%$);

² Se puede requerir relaciones agua—materiales cementantes más bajos o resistencias más altas para reducción de la permeabilidad o para protección del acero contra la corrosión;

³ Correspondería a agua de mar,

⁴ Puzolana que haya mostrado mediante ensaye o experiencias previas que mejora la resistencia a los sulfatos cuando se emplea en concreto fabricado con cemento portland resistente a los sulfatos.

4.8.2 Restricción en el contenido de sulfato

El contenido de sulfato en el concreto al momento del colado, expresado como el porcentaje del peso de SO_3 soluble en ácido con relación al peso de cemento, no será mayor que 5 por ciento.

El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 20 mm, en losas, 15 mm. y en cascarones, 10 mm. Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

4.8.3 Restricciones sobre otras sales

No se incorporarán al concreto otras sales a menos que se pueda mostrar que no afectan adversamente la durabilidad.

4.9 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo

4.9.3 Recubrimiento para protección contra la corrosión

4.9.1 Disposición general

El recubrimiento libre del acero de refuerzo será el mayor de los valores determinados de las secciones 4.9.2 y 4.9.3, a menos que se requieran recubrimientos mayores por resistencia al fuego.

Cuando el concreto es colado en cimbras y compactado de acuerdo con la sección 14.3.6, el recubrimiento en vigas, trabes y contratraves no será menor que el valor dado en la tabla 4.5, de acuerdo con la clasificación de exposición y la resistencia especificada del concreto. En losas, muros y elementos prefabricados el recubrimiento no será menor de 0.75 veces los indicados en la tabla 4.5, según corresponda. y no menor de 0.5 veces los mismos valores para el caso de cascarones.

4.9.2 Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto

El recubrimiento y el detallado del acero serán tales que el concreto pueda ser colocado y compactado adecuadamente de acuerdo con la sección 14.3.6.

Tabla 4.3 Requisitos de resistencia a compresión para abrasión¹

Miembro y/o tipo de tránsito	Resistencia a compresión especificada ² , f_c' , MPa (kg/cm ²)
Pisos comerciales e industriales sujetos a: Tránsito vehicular	25 (250)
Pavimentos o pisos sujetos a:	
a) Tránsito de poca frecuencia con llantas neumáticas (vehículos de hasta 30 kN [3 t])	25 (250)
b) Tránsito con frecuencia media con llantas neumáticas (vehículos de más de 30 kN [3 t])	30 (300)
c) Tránsito con llantas no neumáticas	40 (400)
d) Tránsito con llantas de acero	Por determinarse, pero no menor que 40 (400)

¹ En forma alternativa, se pueden usar tratamientos superficiales para incrementar la resistencia a la abrasión;

² f_c' se refiere a la resistencia del concreto empleado en la zona de desgaste.

Cuando el concreto es colado sobre o contra el terreno y compactado de acuerdo con la sección 14.3.6, y no se conozcan las condiciones de agresividad del terreno, el

mínimo recubrimiento para la superficie en contacto con el terreno será 75 mm, o 50 mm si se emplea plantilla o membrana impermeable entre el terreno y el concreto por colar.

4.10 Reacción álcali-agregado

Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali-agregado.

Tabla 4.4 Valores máximos de contenido de ion cloruro en el concreto al momento del colado

Tipo de miembro	Máximo contenido de ion cloruro soluble en ácido, kg/m ³ de concreto
Concreto presforzado	0.50
Concreto reforzado expuesto a humedad o a cloruros en condiciones de servicio	0.80
Concreto reforzado que estará seco o protegido de la humedad en condiciones de servicio	1.6

Tabla 4.5 Recubrimiento libre mínimo requerido

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, MPa (kg/cm ²)							
	15 (150) ⁽¹⁾	20 (200)	25 (250)	30 (300)	40 (400)	50 (500)	60 (600)	70 (700)
	Recubrimiento mínimo requerido (mm)							
A1	30	25	25	20	20	20	15	15
A2	50	40	35	30	25	25	20	20
B1	65	50	40	35	30	30	25	25
B2	—	—	50	45	40	35	30	30
C	—	—	—	—	—	70 ⁽²⁾	65 ⁽²⁾	60 ⁽²⁾

¹ Ver sección 1.4.1.2 "Resistencia a compresión";

² Además se requiere emplear un contenido de cemento portland no menor que 3 500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

5. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

5.1 Anclaje

5.1.1 Requisito general

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico.

5.1.2 Longitud de desarrollo de barras a tensión

5.1.2.1 Barras rectas

La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra a tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} dada por la ec 5.1, por el factor o los factores indicados en la tabla 5.1. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no mayor que 38.1 mm (número 12).

$$L_{db} = \frac{1.15 a_s f_y}{(c + K_{tr}) \sqrt{f_c'}} \geq 0.36 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \quad (5.1)$$

$$\left(L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr}) \sqrt{f_c'}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \right)$$

donde

a_s área transversal de la barra;

d_b diámetro nominal de la barra;

c separación o recubrimiento; úsese el menor de los valores siguientes:

- 1) distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;
- 2) la mitad de la separación entre centros de barras.

K_{tr} índice de refuerzo transversal; igual a $\frac{A_{tr} f_{yv}}{10 s n}$, si se

$$\text{usan MPa y mm, } \left(\frac{A_{tr} f_{yv}}{100 s n}, \text{ kg/cm}^2 \text{ y cm} \right);$$

A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan;

f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia de refuerzo transversal;

s máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a L_d ; y

n número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento.

Por sencillez en el diseño, se permite suponer $K_{tr} = 0$, aunque haya refuerzo transversal.

En ningún caso L_d será menor que 300 mm.

La longitud de desarrollo, L_d , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada, multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

5.1.2.2 Barras con dobleces

Esta sección se refiere a barras a tensión que terminan con dobleces a 90 ó 180 grados que cumplan con los requisitos de la sección 5.5, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que $12d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4d_b$ para dobleces a 180 grados. En estas barras se toma como longitud de desarrollo la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño externo de la barra después del doblez (fig. 5.1). La longitud de desarrollo se obtendrá multiplicando la longitud de desarrollo básica dada por la expresión

$$0.24 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \quad (5.2)$$

$$\left(0.076 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \right)$$

por el factor o los factores de la tabla 5.2 que sean aplicables, pero sin que se tome menor que 150 mm ni que $8d_b$.

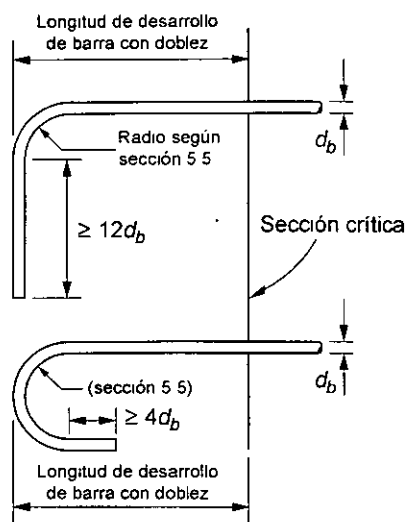


Figura 5.1 Longitud de desarrollo de barras con dobleces

Tabla 5.1 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 19.1 mm (número 6) o menor.	0.8
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 300 mm de concreto.	1.3
En concreto ligero	1.3
Barras con f_y mayor de 412 MPa (4 200 kg/cm ²).	$2 - \frac{412}{f_y}; \left(2 - \frac{4200}{f_y}\right)$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm (número 6).	1.2
Acero de flexión en exceso ²	$\frac{A_{s, requerida}}{A_{s, proporcionada}}$
Barras lisas	2.0
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico:	
– Recubrimiento libre de concreto menor que $3d_b$.	1.5

o separación libre entre barras menor que $6d_b$

– Otras condiciones	1.2
Todos los otros casos	1.0

¹ Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;

² Excepto en zonas de articulaciones plásticas y marcos dúctiles.

5.1.3 Longitud de desarrollo de barras a compresión

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 200 mm.

5.1.4 Vigas y muros

5.1.4.1 Requisitos generales

En vigas y muros con cargas en su plano, la fuerza de tensión a la que se refiere la sección 5.1.1, se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.

Tabla 5.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), con recubrimiento libre lateral (normal al plano del doblez) no menor que 60 mm, y para barras con doblez a 90 grados, con recubrimiento libre del tramo de barra recto después del doblez no menor que 50 mm	0.7
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados entre sí no más de $3d_b$	0.8
En concreto ligero	1.3
Barras lisas	1.9
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico	1.2
Todos los otros casos	1.0

¹ Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;

Los requisitos de la sección 5.1.1 y del párrafo anterior se cumplen para el acero a tensión, si:

- a) Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde, de acuerdo con el diagrama de momentos, ya no se requieren.
- b) En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + d$. Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de vigas libremente apoyadas.
- c) A cada lado de toda sección de momento máximo, la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d , que se define en la sección 5.1.2.
- d) Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado, se prolonga más allá del centro del apoyo y termina en un doblé de 90 ó 180 grados, seguido por un tramo recto de $12d_b$ o $4d_b$, respectivamente. El doblé debe cumplir con los requisitos de la sección 5.5. En caso de no contar con un espacio suficiente para alojar el doblé, se empleará un anclaje mecánico equivalente al doblé.

5.1.4.2 Requisitos adicionales

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los anteriores:

- a) En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.
- b) Cuando la viga sea parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo. Al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una longitud no menor que un peralte efectivo, ni que $12d_b$, ni que un dieciseisavo del claro libre.

5.1.5 Columnas

En las intersecciones con vigas o losas las barras de las columnas serán continuas y en su caso cumplirán con las disposiciones de las secciones 7.4.5 u 8.2.b.2.

Las barras longitudinales de columnas de planta baja se anclarán en la cimentación de manera que en la sección de la base de la columna puedan alcanzar un esfuerzo igual al de fluencia en tensión multiplicado por 1.25.

En columnas que deban resistir fuerzas laterales accidentales, se supondrá que se cumple el requisito de la sección 5.1.1, si la longitud de desarrollo de toda barra longitudinal no es mayor que dos tercios de la altura libre de la columna.

5.1.6 Anclajes mecánicos

Cuando no haya espacio suficiente para anclar barras por medio de doblé, se pueden usar anclajes mecánicos. Estos deben ser capaces de desarrollar la resistencia del refuerzo por anclar, sin que se dañe el concreto. Pueden ser, por ejemplo, placas soldadas a las barras, o dispositivos manufacturados para este fin. Los anclajes mecánicos deben diseñarse y en su caso comprobarse por medio de ensayos. Bajo cargas estáticas, se puede admitir que la resistencia de una barra anclada es la suma de la contribución del anclaje mecánico más la adherencia en la longitud de barra comprendida entre el anclaje mecánico y la sección crítica. Elementos típicos en los que pueden ser necesarios los anclajes mecánicos son las vigas diafragma y las ménsulas.

5.1.7 Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6d_b$ de largo, ni menos de 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblé cumplirán con los requisitos de la sección 5.5.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse una longitud L_d más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

5.1.8 Anclaje de malla de alambre soldado

Se supondrá que un alambre puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en una sección si a cada lado de ésta se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo no menos de 50 mm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 50 mm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia. La longitud de un alambre desde la sección crítica hasta su extremo no será menor que 200 mm.

5.2 Revestimientos

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

5.3 Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que:

- Un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes;
- Un tercio del espesor de losas; ni
- Tres cuartos de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo.

Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

5.4 Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas, con la salvedad expresada en el inciso 7.2.2.d. La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 veces el diámetro de la más gruesa de las dos. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes y determinar su recubrimiento, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

5.5 Dobles del refuerzo

El radio interior de un doblez no será menor que $f_y/19\sqrt{f_c}$ veces el diámetro de la barra doblada ($f_y/60\sqrt{f_c}$ si se usan kg/cm²), a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de doblez no será menor que el que marca, para la prueba de doblado, la respectiva Norma Mexicana, de las indicadas en la sección 1.5.2.

En todo doblez o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

5.6 Uniones de barras

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos. Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos. Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas. Para marcos dúctiles, se respetarán los requisitos de las secciones 7.2.2 y 7.3.3.

5.6.1 Uniones de barras sujetas a tensión

5.6.1.1 Requisitos generales

En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando más se unan barras alternadas.

5.6.1.2 Traslape

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d , calculada según la sección 5.1.2.1, ni que menor que $(0.1 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en MPa, o $(0.01 f_y - 6) d_b$, si se usan kg/cm²).

Cuando se une por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o

estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

5.6.1.3 Uniones soldadas o mecánicas

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones. Para marcos dúctiles, se respetarán los requisitos de las secciones 7.1.6 y 7.1.7.

5.6.2 Uniones de malla de alambre soldado

En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño sea mayor que $0.5f_y$. Cuando haya necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas, deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 50 mm.

Las uniones por traslape en secciones donde al esfuerzo en los alambres sea menor o igual que $0.5f_y$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 50 mm.

5.6.3 Uniones de barras sujetas a compresión

Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, calculada según la sección 5.1.3, ni que $(0.1f_y - 10)$ veces el diámetro de la barra, (f_y en MPa, o $(0.01f_y - 10)d_b$, si se usan kg/cm^2).

5.7 Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 1000)} \quad (5.3)$$

$$\left(a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \right)$$

donde

a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, mm^2/mm (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 ; y

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, mm (cm).

Si x_1 no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$.

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de $3.5x_1$.

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

5.8 Inclusiones

Debe evitarse la inclusión de elementos no estructurales en el concreto, en particular tubos de alimentación o desagüe dentro de las columnas. Las dimensiones y ubicación de los elementos no estructurales que lleguen a quedar dentro del concreto, así como los procedimientos de ejecución usados en la inclusión (sección 14.3.11), serán tales que no afecten indebidamente las condiciones de resistencia y deformabilidad, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

5.9 Separación entre barras de refuerzo

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el

tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada en 5.3.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 20 mm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 40 mm.

6. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES

Las disposiciones de esta sección se cumplirán, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

6.1 Vigas

6.1.1 Requisitos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho, el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ec. 2.2 y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4). La cuantía de acero longitudinal a tensión, ρ , no excederá de lo indicado en la sección 2.2.2, con excepción de vigas de marcos dúctiles para las cuales se respetará el inciso 7.2.2.a.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

La relación entre la altura y el ancho de la sección transversal, h/b , no debe exceder de 6. Para valuar h/b en vigas T o I, se usará el ancho del alma, b^* .

6.1.2 Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el ancho de la viga o el ancho del patín a compresión.

En vigas de marcos dúctiles, se aplicará lo dispuesto en la sección 7.2.1.b.

6.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 750 mm debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con la sección 5.7. Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones según las hipótesis básicas de la sección 2.1.

6.1.4 Vigas diafragma

6.1.4.1 Disposición del refuerzo por flexión

a) Vigas de un claro

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a

$$\left(0.2 - 0.05 \frac{L}{h}\right) h \leq 0.2 L$$

medida desde la cara inferior de la viga (fig. 6.1).

b) Vigas continuas

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer uniones, éstas deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán con los requisitos prescritos en el inciso 6.1.4.1.a.

Al menos la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que $0.4h$, ni que $0.4L$.

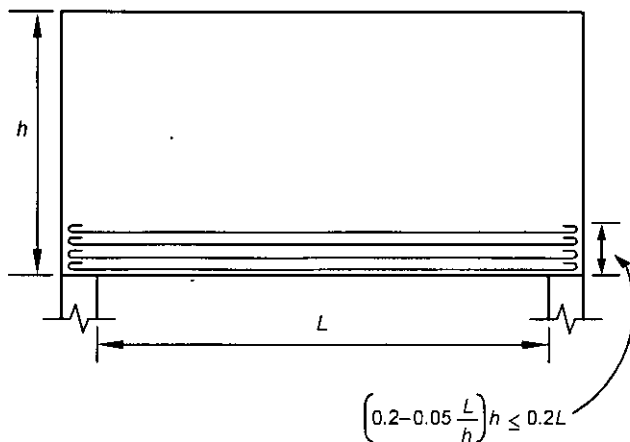


Figura 6.1 Disposición del refuerzo de flexión en una viga diafragma de un claro

El refuerzo para el momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente.

Una fracción del área total, igual a

$$0.5 \left(\frac{L}{h} - 1 \right) A_s$$

debe repartirse uniformemente en una franja de altura igual a $0.2h$ y comprendida entre las cotas $0.8h$ y h , medidas desde el borde inferior de la viga (fig. 6.2). El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de altura igual a $0.6h$. Si L/h es menor que 1.0, se sustituirá L en lugar de h para determinar las alturas de las franjas señaladas.

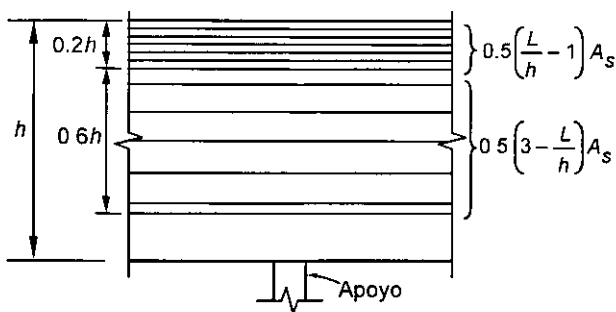


Figura 6.2 Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo A_s , en una viga diafragma continua con $L/h \geq 1$

6.1.4.2 Revisión de las zonas a compresión

Si una zona a compresión de una viga diafragma no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

6.1.4.3 Disposición del refuerzo por fuerza cortante

El refuerzo que se calcule con las ecs. 2.25 y 2.26 en la sección crítica, se usará en todo el claro. Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollar al menos 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

6.1.4.4 Dimensionamiento de los apoyos

Para valuar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como si no fuera peraltada aumentando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder el valor especificado en la sección 2.4, haya atiesadores en la viga o no los haya.

Si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, deben colocarse en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (fig. 6.3).

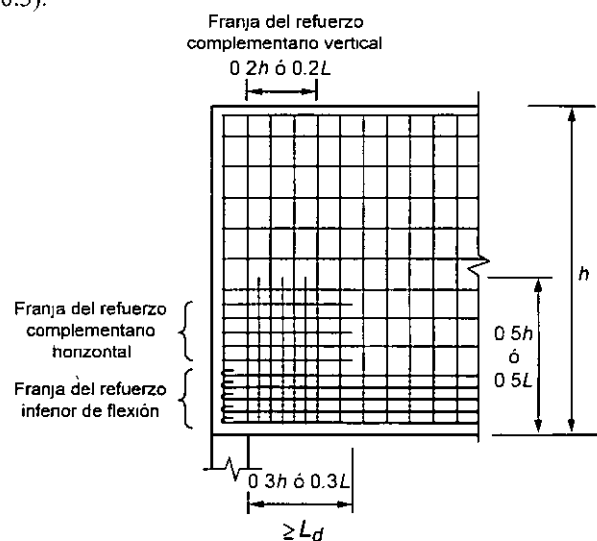


Figura 6.3 Refuerzo complementario en una zona de apoyo directo de una viga diafragma no atiesada

- a) Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual al de esta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo de que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo; además, su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección, no debe ser menor que $0.3h$.
- b) Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a $0.2h$. Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a $0.5h$.

Si h es mayor que L , se sustituirá L en lugar de h en los incisos 6.1.4.4.a y 6.1.4.4.b.

Cuando la viga esté atiesada sobre los apoyos en todo su peralte, o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga sino que se transmita a lo largo de todo el peralte, se aplicarán las disposiciones siguientes.

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras, horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante del borde inferior de la viga no menos de $0.5h$, y por un plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de $0.4h$ (fig. 6.4). El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción de la sección 2.5.10, suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo.

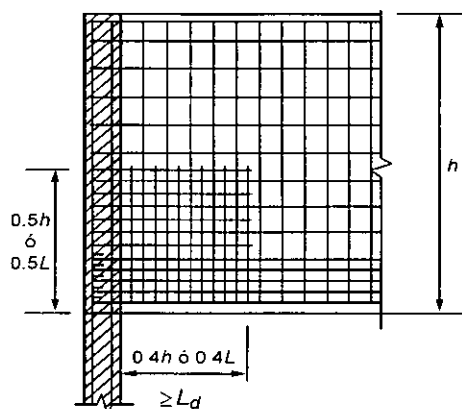


Figura 6.4 Refuerzo en una zona de apoyo indirecto

Si h es mayor que L , se sustituirá L en lugar de h en el párrafo anterior.

6.1.4.5 Vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (vigas de acoplamiento)

El refuerzo de vigas diafragma con relaciones L/h no mayores de 2, que unen muros sujetos a fuerzas horizontales inducidas por el sismo, constará de dos grupos de barras diagonales dispuestas simétricamente respecto al centro del claro, según se indica en la fig. 6.5. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, en cada viga, se transmiten sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos.

Para determinar el área de acero longitudinal de cada diagonal A_{sd} , se despreciará el concreto y se usará la ec. 6.1.

$$V_u = 2 F_R A_{sd} f_y \sin \theta \leq 0.78 F_R \sqrt{f_c^*} b d \quad (6.1)$$

$$\left(V_u = 2 F_R A_{sd} f_y \sin \theta \leq 2.5 F_R \sqrt{f_c^*} b d \right)$$

donde

A_{sd} área total del refuerzo longitudinal de cada diagonal;
y

θ ángulo que forma el elemento diagonal con la horizontal.

El ancho de estas vigas será el mismo que el espesor de los muros que unen.

Cada elemento diagonal constará de no menos de cuatro barras rectas sin uniones. Los lados de los elementos diagonales, medidos perpendicularmente a su eje y al paño del refuerzo transversal, deberán ser al menos iguales a $b/2$ para el lado perpendicular al plano de la viga (y del muro) y a $b/5$ para el lado en el plano de la viga. Cada extremo del elemento diagonal estará anclado en el muro respectivo una longitud no menor que 1.5 veces L_d , obtenida ésta según la sección 5.1.2.

Si los muros que unen tienen elementos extremos de refuerzo diseñados según los incisos 6.5.2.4.a o 6.5.2.4.b, la longitud de anclaje del refuerzo diagonal se podrá reducir a 1.2 veces L_d .

Las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán contra el

pandeo con estribos o hélices que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos de la

sección 6.2.3.

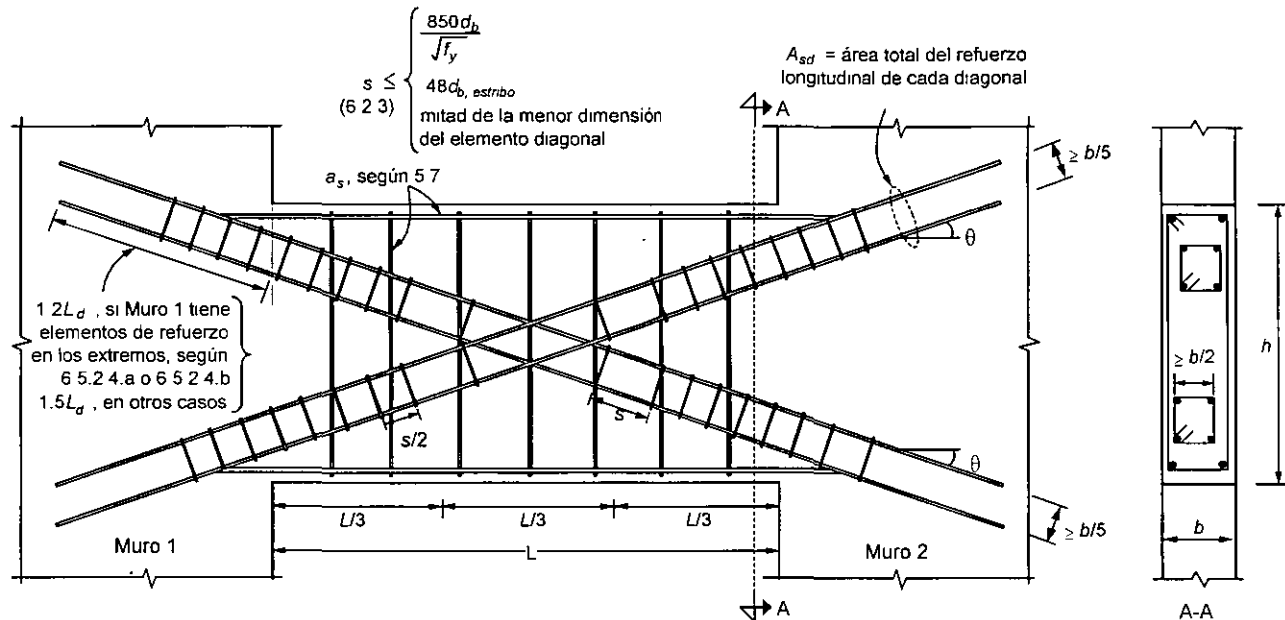


Figura 6.5 Refuerzo de una viga diafragma que une muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

En los tercios extremos, la separación se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que $L/8$, a menos que el muro cuente con los elementos de refuerzo extremos que se tratan en la sección 6.5.2.4.

En el resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos de la sección 5.7. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

6.1.5 Vigas de sección compuesta

6.1.5.1 Conceptos generales

Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, aplíquense

las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento, a falta del mismo, sobre las deflexiones y el agrietamiento.

6.1.5.2 Efectos de la fuerza cortante horizontal

- a) El esfuerzo cortante horizontal, V_h , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la ec. 6.2.

$$v_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} \quad (6.2)$$

donde

V_u fuerza cortante de diseño;

b_v ancho del área de contacto; y

d peralte efectivo de la sección compuesta.

- b) Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que ahí actúan.
- c) Para transmitir en la superficie de contacto los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los esfuerzos resistentes siguientes:
- 1) En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 0.3 MPa (3 kg/cm²). Se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella del orden de 5 mm o más;
 - 2) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que indica el inciso 6.1.5.2.d y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 0.6 MPa (6 kg/cm²); y
 - 3) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores del inciso 6.1.5.2.d y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 2.5 MPa (25 kg/cm²).

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 2.5 MPa (25 kg/cm²), el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción de la sección 2.5.10.

- d) Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en los incisos 6.1.5.2.c.2 y 6.1.5.2.c.3, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $0.3/f_y$ veces el área de contacto (f_y en MPa, o $3/f_y$, con f_y en kg/cm²). Su separación no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 600 mm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar al menos 80 por ciento del esfuerzo de fluencia.

6.1.5.3 Efectos de la fuerza cortante vertical

Los efectos de la fuerza cortante vertical en miembros compuestos se tomarán en cuenta como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma (sección 2.5).

6.2 Columnas

6.2.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 200 mm.

En elementos a flexocompresión de marcos dúctiles, se respetarán las disposiciones de la sección 7.3.1.

6.2.2 Refuerzo mínimo y máximo

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $2/f_y$ (f_y en MPa, o $20/f_y$, con f_y en kg/cm²) ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal

6.2.3.1 Criterio general

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. Además, en los tramos donde se prevean articulaciones plásticas no será inferior al prescrito en la sección 6.8.

6.2.3.2 Separación

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

- a) $269/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y , en MPa, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales, o $850/\sqrt{f_y}$, con f_y en kg/cm²);
- b) 48 diámetros de la barra del estribo; ni que
- c) La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

- a) la dimensión transversal máxima de la columna;
- b) un sexto de su altura libre; ni que
- c) 600 mm

arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo dispuesto en la sección 6.2.6.

6.2.3.3 Detallado

a) Estribos y zunchos

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135 grados. Además, ninguna barra que no tenga soporte

lateral debe distar más de 150 mm (libres) de una barra soportada lateralmente. Cuando seis o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en la sección 5.1.7; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos de la sección 6.2.4.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinal que restringe. En ningún caso se usarán estribos o anillos de diámetro menores de 7.9 mm (número 2.5). Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con lo prescrito en la sección 5.1.7.

b) Grapas

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminen en un doblez a 135 grados alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que seis diámetros de la barra de la grapa ni menor que 80 mm. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

6.2.4 Columnas zunchadas

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante o estribos circulares cuya separación sea igual al paso de la hélice.

La cuantía volumétrica del refuerzo transversal, p_s , no será menor que

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f_c'}{f_y} \quad (6.3)$$

donde

A_c área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice o estribo;

A_g área transversal de la columna; y

f_y esfuerzo de fluencia del acero de la hélice o estribo.

El esfuerzo especificado de fluencia del acero de la hélice o estribo no debe ser mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).

La distancia libre entre dos vueltas consecutivas o entre dos estribos no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor que 70 mm.

Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media. Los estribos se anclarán como se indica en la sección 6.2.3.3.

6.2.5 Resistencia mínima a flexión de columnas

Con excepción de los nudos de azotea, las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deberán ser al menos iguales a las resistencias a flexión de las vigas.

En marcos dúctiles se deberá satisfacer la sección 7.3.2.

6.2.5.1 Resistencia a fuerza cortante en uniones viga-columna

Se supondrá que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga-columna.

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo. Para calcular la resistencia de diseño a fuerza cortante del nudo se deberá clasificarlo según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y si la columna es continua o discontinua. Se considerará que la cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo.

En nudos con tramos de viga o de columna sin cargar, se admite considerar a la cara del nudo como confinada si los tramos satisfacen las especificaciones geométricas del párrafo anterior y se extienden al menos un peralte efectivo a partir de la cara de la unión. La resistencia de diseño a fuerza cortante de nudos con columnas continuas se tomará igual a (ecs. 6.4 a 6.6):

a) Nudos confinados en sus cuatro caras verticales

$$2F_R \sqrt{f_c'} b_e h; \text{ si se usan mm y MPa} \quad (6.4)$$

$$\left(6.5 F_R \sqrt{f_c'} b_e h; \text{ si se usan cm y kg/cm}^2 \right)$$

b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas

$$1.7F_R\sqrt{f_c^*} b_e h \quad (6.5)$$

$$\left(5.5F_R\sqrt{f_c^*} b_e h \right)$$

c) Otros casos

$$1.3F_R\sqrt{f_c^*} b_e h \quad (6.6)$$

$$\left(4.5F_R\sqrt{f_c^*} b_e h \right)$$

En nudos con columnas discontinuas, la resistencia de diseño a fuerza cortante será 0.8 veces la obtenida de las ecs. 6.4 a 6.6.

El ancho b_e se calculará promediando el ancho medio de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. Este ancho b_e no será mayor que el ancho de las vigas más el peralte de la columna, h , o que la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, h .

Cuando el peralte de la columna en dirección de la fuerza cambie en el nudo y las barras longitudinales se doblan según la sección 6.2.6, se usará el menor valor en las ecs. 6.4 a 6.6.

En marcos dúctiles se deberá cumplir con la sección 7.4.

6.2.6 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su separación no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección. Al menos se colocarán dos juegos de refuerzo transversal entre los lechos superior e inferior del refuerzo longitudinal de vigas o losa. En marcos dúctiles, se aplicará lo dispuesto en la sección 7.4.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, y los momentos flexionantes y torsionantes causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de

la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces la componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

6.3 Losas

6.3.1 Disposiciones generales

6.3.1.1 Método de análisis

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión, agrietamiento y vibraciones.

Si aparte de soportar cargas normales a su plano la losa tiene que transmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes, fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

6.3.1.2 Losas encasetonadas

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas, excepto que, si la losa apoya en su perímetro, no será necesario cumplir con el refuerzo mínimo por tensión diagonal que se pide en la sección 2.5.2.2 cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cR} . Tampoco será necesario cumplir con el requisito mencionado en las nervaduras de losas planas, para estos elementos el refuerzo mínimo por fuerza cortante se establece en la sección 2.5.9.4.

6.3.2 Losas que trabajan en una dirección

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas de la sección 6.1.1 que sean pertinentes.

Además del refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzo por cambios volumétricos, normal al anterior, de acuerdo con los requisitos de la sección 5.7.

6.3.3 Losas apoyadas en su perímetro

6.3.3.1 Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 6.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares;
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y
- d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo a_2 , se interpolará linealmente.

6.3.3.2 Secciones críticas y franjas de refuerzo

Para momento flexionante negativo, las secciones críticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Para colocación del refuerzo, la losa se considerará dividida, en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad

del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones a_1/a_2 menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a $(a_2 - a_1)$, y cada franja extrema, igual a $a_1/2$.

A fin de doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo.

6.3.3.3 Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 .

6.3.3.4 Disposiciones sobre el refuerzo

Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero de las secciones 4.9 y 5.7, respectivamente. En la proximidad de cargas concentradas superiores a 10 kN (1 000 kg), la separación del refuerzo no debe exceder de $2.5d$, donde d es el peralte efectivo de la losa.

Tabla 6.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales¹

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo. $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I ²	II ³	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
De borde Un lado largo discontinuo	Positivo	largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
		corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
		corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Positivo	largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
		corto	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
Extremo Tres bordes discontinuos un lado lar- go continuo	Neg. en borde disc.	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
Extremo Tres bordes discontinuos un lado cor- to continuo	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
	Neg. en borde disc.	corto	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		largo	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
Extremo Tres bordes discontinuos un lado cor- to continuo	Positivo	corto	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
		largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
	Neg. en borde disc.	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
Aislado Cuatro lados discontinuos	Positivo	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
Aislado Cuatro lados discontinuos	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

¹ Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.² Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.³ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m² (en kg/m²) y a_1 en m. el momento da en kN-m/m (en kg-m/m)

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

6.3.3.5 Peralte mínimo

Cuando sea aplicable la tabla 6.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto clase 1 y 170 para concreto clase 2. En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$$\begin{aligned} f_s &\leq 252 \text{ MPa y } w \leq 3.8 \text{ kN/m}^2 \\ \left(f_s &\leq 2\,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 380 \text{ kg/m}^2 \right) \end{aligned}$$

para otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$\begin{aligned} 0.182 \sqrt[4]{f_s w} \\ \left(0.032 \sqrt[4]{f_s w} \right) \end{aligned} \quad (6.7)$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa y w es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio, en kN/m² (f_s puede suponerse igual a $0.6f_y$) (f_s y w en kg/cm² y kg/m², respectivamente, en la expresión entre paréntesis).

6.3.3.6 Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w \quad (6.8)$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a

$$\begin{aligned} 0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*} \\ \left(0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right) \end{aligned}$$

6.3.4 Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 6.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

Tabla 6.2 Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

6.3.5 Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P , aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad:

$$\frac{P}{2\pi} \left(1 - \frac{2r}{3R_b} \right) \quad (6.9)$$

en todo punto del tablero, siendo r el radio del círculo de igual área a la de la aplicación de la carga y R_b la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que $\pi/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre, R_b , no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que $1.5L$ centrado con respecto a la carga, donde L es el claro libre de la losa.

6.3.6 Losas encasetonadas

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden y los del Cap. 8.

En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y magnitud de la carga que vaya a actuar, se revisará la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras. Como mínimo se considerará una carga concentrada de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100×100 mm actuando en la posición más desfavorable.

6.4 Zapatas

6.4.1 Diseño por flexión

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes secciones críticas:

- a) En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tangente a la cara del elemento.
- b) En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección media entre el paño y el eje del muro.
- c) En zapatas que soportan columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1 , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por $2a_1/(a_1+a_2)$, donde a_1 y a_2 , son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

6.4.2 Diseño por cortante

Las secciones críticas para diseño por tensión diagonal se definen en la sección 2.5.9.1.

Si la zapata se apoya sobre pilotes, al calcular la fuerza cortante en una sección se supondrá que en ella produce cortante la reacción de los pilotes cuyos centros queden a

$0.5D_p$ o más hacia fuera de dicha sección (D_p es el diámetro de un pilote en la base de la zapata). Se supondrá que no producen cortante las reacciones de los pilotes cuyos centros queden a $0.5D_p$ o más hacia dentro de la sección considerada. Para calcular la fuerza cortante en una sección situada dentro del diámetro del pilote se interpolará linealmente.

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica, debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en la sección 2.5.9.

6.4.3 Anclaje

Se supondrá que las secciones críticas por anclaje son las mismas que por flexión. También deben revisarse todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

6.4.4 Diseño por aplastamiento

Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederán de los valores consignados en la sección 2.4.

6.4.5 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 150 mm. Si la zapata apoya sobre pilotes, dicho espesor mínimo será de 300 mm.

6.5 Muros

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m , y la altura crítica, H_{cr} , definida en la sección 6.5.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

6.5.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las disposiciones complementarias de las secciones 6.5.1.1 y 6.5.1.2.

6.5.1.1 Ancho efectivo ante cargas concentradas

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

6.5.1.2 Refuerzo mínimo

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de $0.3f_c'A_g$, el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en la sección 5.7, sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo; si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, el refuerzo vertical mínimo será el prescrito en la sección 6.2.2 y habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.

El refuerzo mínimo horizontal será el que se pide en la sección 5.7.

6.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

6.5.2.1 Alcances y requisitos generales

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que $0.3f_c'A_g$, con relación L/t no mayor de 70 (donde L es la longitud horizontal del muro y t es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en las secciones 6.5.1 y 2.3. El espesor de estos muros no será menor de 130 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3 m, el espesor de los muros puede ser de 100 mm.

Se usará $Q = 3$ en el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales inducidas. Se adoptará $Q = 2$ cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos de la sección 6.5.2.4. Si parte de las fuerzas laterales inducidas por el sismo son resistidas por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en los Capítulos 7 y 8, correspondientes de estas Normas.

6.5.2.2 Momentos flexionantes de diseño

En muros en que $H_m/L \geq 2$, se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} con un valor constante e igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro. La altura crítica H_{cr} será igual al menor de L o $M_u/4V_u$. A partir de la altura del muro, H_{cr} , se usará un diagrama de momentos flexionantes lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en

la base y en la punta del muro (fig. 6.6). En edificios con muros perimetrales de cimentación, se considerará el momento flexionante de magnitud constante a lo largo del primer nivel del sótano y de la altura crítica, H_{cr} , medida desde la planta baja hacia arriba.

6.5.2.3 Flexión y flexocompresión

a) Resistencia de muros a flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de muros se puede calcular como si fueran columnas cumpliendo con las especificaciones de las secciones 2.1 a 2.3, con excepción de las secciones 2.2.3 y 2.2.5. Con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones, se deberá incluir todo el refuerzo vertical colocado dentro de un ancho efectivo de los patines (si existen), en los elementos extremos y el alma del muro. Toda barra de refuerzo tomada en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclada como lo especifican las secciones 5.1.1, 5.1.2 y 5.1.4.

La cimentación debe diseñarse para resistir las fuerzas demandadas por los elementos extremos y el alma.

Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante (ver las secciones 6.5.2.4 y 6.5.2.5). Se deberá verificar que alrededor de las aberturas se pueda desarrollar un flujo de fuerzas tal que no exceda la resistencia de los materiales y que esté en equilibrio con el sistema de acciones o fuerzas internas de diseño (momentos flexionantes, cargas axiales, fuerzas cortantes).

En muros con patines se acepta considerar un ancho efectivo adyacente al alma del muro, tanto en el patín a compresión como a tensión, igual al menor de:

- 1) La mitad de la distancia al paño del alma del muro más cercano; o
- 2) $0.25H_m$.

Opcionalmente, la resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ec. 2.15 si la carga vertical de diseño, P_u no es mayor que $0.3F_R t L f_c'$ y la cuantía del acero a tensión $A_s/t d$, no excede de 0.008. En esta expresión, A_s es el acero longitudinal del muro colocado tal que el brazo z sea el obtenido con el criterio de las ecuaciones 6.10; y d es el peralte efectivo del muro en dirección de la flexión

$$z = 1.2H_m \quad \text{si} \quad \frac{H_m}{L} \leq 0.5$$

$$z = 0.4 \left(1 + \frac{H_m}{L} \right) L \quad \text{si } 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0$$

$$z = 0.8L \quad \text{si } 1.0 \leq \frac{H_m}{L} \quad (6.10)$$

donde H_m es la altura total del muro, medida desde el empotramiento o desplante hasta su punta. El área de acero a tensión A_s no será menor que la obtenida por la ec. 2.2.

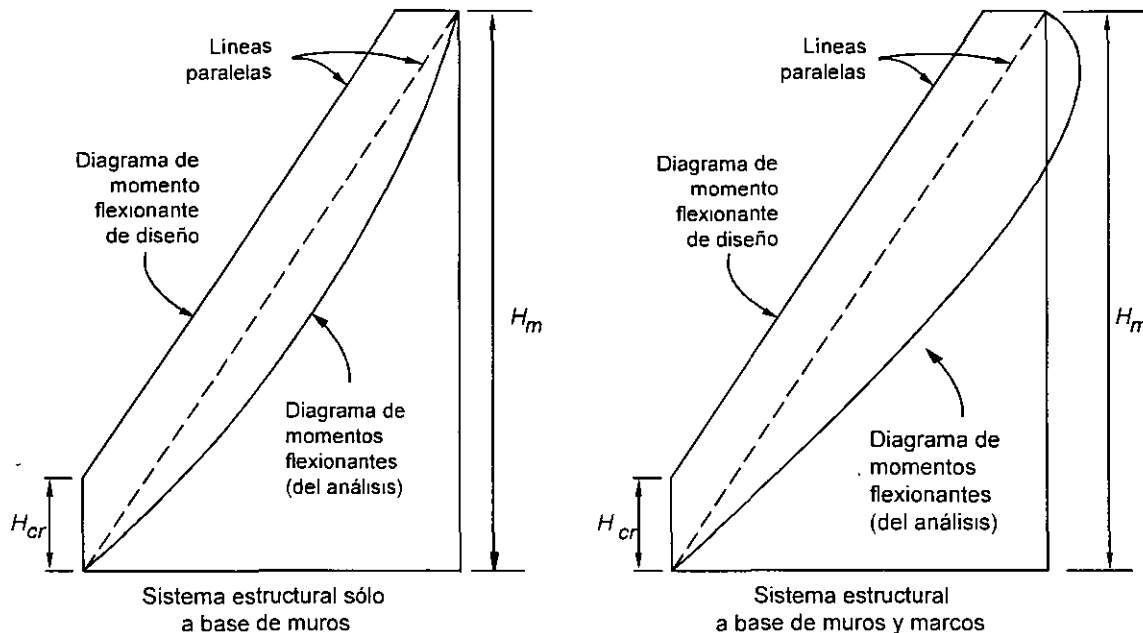


Figura 6.6 Diagrama de momento flexionante de diseño para muro

b) Colocación de refuerzo vertical

En muros con relación H_m/L no mayor que 1.2, el refuerzo vertical para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a $(0.25-0.1H_m/L)L$, medido desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que $0.4H_m$.

Si la relación H_m/L es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a $0.15L$ medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel H_{cr} este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y carga axial, respetando las disposiciones de las secciones 5.1 y 6.5.2.2.

Cuando sean necesarios los elementos extremos a que se refiere la sección 6.5.2.4, el refuerzo por flexión se

colocará en dichos elementos independientemente de la relación H_m/L .

c) Restricción contra pandeo del refuerzo vertical

El refuerzo cuyo trabajo a compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas que cumplan con las disposiciones de la sección 6.2.3.

6.5.2.4 Elementos de refuerzo en los extremos de muros

Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en las orillas de muros de conformidad con lo dispuesto en los incisos 6.5.2.4.a o 6.5.2.4.b (fig. 6.7). Los elementos de borde deberán satisfacer el inciso 6.5.2.4.c. En muros con patines se usará un ancho efectivo del patín igual a la definida en el inciso 6.5.2.3.a.

a) Los requisitos de este inciso son aplicables a muros o segmentos de muro continuos, desde la base de la estructura hasta la punta del muro y que estén diseñados para formar una articulación plástica bajo flexión y carga axial. Se entiende por segmento de un

muro a la porción de éste entre aberturas o entre una abertura y un borde vertical. Los muros o segmentos que no satisfagan lo anterior se deberán diseñar según el inciso 6.5.2.4.b.

Se deberá suministrar elementos extremos en las zonas a compresión del muro, o de un segmento de muro, si:

$$c \geq \frac{L}{600 (Q\Delta/H)} \quad (6.11)$$

donde

$Q\Delta/H$ no deberá ser menor que 0.007. H será la altura total del muro, o la altura del segmento, según corresponda;

c profundidad del eje neutro calculada a partir de las hipótesis de la sección 2.1 y que corresponde al momento resistente (momento resistente de diseño con factor de resistencia unitario) cuando el muro se desplace una cantidad $Q\Delta$. La carga axial es la carga axial de diseño consistente con la combinación de cargas y fuerzas que produzca el desplazamiento lateral $Q\Delta$; y

$Q\Delta$ corresponde al desplazamiento inelástico producido por el sismo de diseño.

Cuando se necesiten elementos extremos según la ec. 6.11, el refuerzo de ellos se extenderá verticalmente en la altura crítica, H_{cr} (sección 6.5.2.2), medida a partir de la sección crítica (fig.6.7).

En edificios con muros perimetrales de cimentación mucho más rígidos que los superiores, los elementos de refuerzo en los extremos se extenderán en la altura del primer entrepiso del sótano.

- b) En muros o segmentos de muro no diseñados de acuerdo con el inciso 6.5.2.4.a, se deberán suministrar elementos de refuerzo en las orillas del muro y en bordes de aberturas donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de $0.2f_c'$ bajo las cargas del diseño incluyendo el sismo. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c'$. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

El elemento extremo se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las

que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que corresponda.

- c) Cuando se requieran elementos de refuerzo en los extremos de muros y bordes de aberturas, según los incisos 6.5.2.4.a o 6.5.2.4.b, se deberá cumplir simultáneamente que (fig. 6.7):
- 1) El elemento de refuerzo se extienda en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $(c - 0.1L)$ y $c/2$;
 - 2) En muros con patines, el elemento de refuerzo abarque el ancho efectivo del patín a compresión (inciso 6.5.2.3.a) y se extienda al menos 300 mm dentro del alma;
 - 3) El elemento extremo cuente, a todo lo largo, con el refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso 7.3.4.c para elementos a flexocompresión, con excepción de la ec. 7.4;
 - 4) La separación del refuerzo transversal no exceda la menor de:
 - La mitad del espesor del muro;
 - Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; o
 - 150 mm;
 - 5) El refuerzo transversal del elemento se continúe dentro de la cimentación cuando menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra longitudinal más gruesa o del paquete de barras longitudinales más gruesas del elemento extremo, con excepción de que el elemento extremo termine en una zapata o losa de cimentación, caso en que el refuerzo transversal se extenderá 300 mm dentro de la cimentación;
 - 6) El refuerzo horizontal de muros se ancle en los núcleos confinados de los elementos extremos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia; y
 - 7) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos cumplan con lo especificado en las secciones 7.1.6 ó 7.1.7.
- d) Cuando no se requieran elementos de refuerzo como los indicados en los incisos 6.5.2.4.a a 6.5.2.4.c, se deberá satisfacer que:
- 1) Si la cuantía del refuerzo longitudinal del muro colocado en el entrepiso es mayor que $2.8/f_y$, en MPa ($28/f_y$, en kg/cm²), se deberá colocar refuerzo transversal que cumpla con el inciso 7.3.4.d y que se extienda una distancia a partir de la

fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $(c - 0.1L)$ y $c/2$. La separación máxima del refuerzo transversal no excederá de 200 mm.

- 2) Excepto cuando la fuerza cortante de diseño V_u en el plano del muro sea menor que

$$0.083 A_{cm} \sqrt{f_c^*} \quad ; \quad \text{si se usan mm}^2 \text{ y MPa}$$

$$\left(0.26 A_{cm} \sqrt{f_c^*} \quad ; \quad \text{si se usan cm}^2 \text{ y kg/cm}^2 \right)$$

el refuerzo horizontal que termine en los bordes de un muro sin elementos de refuerzo, deberá rematarse mediante un doblez que rodee el refuerzo longitudinal extremo del muro (fig. 6.7). A_{cm} es el área bruta de la sección de concreto, calculada como el producto del espesor por la longitud del muro.

Opcionalmente, el refuerzo longitudinal extremo del muro se podrá confinar con estribos en forma de letra U, que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo horizontal. Estos estribos se extenderán hacia el alma del muro cuando menos en una distancia igual a la longitud de traslape medida desde la cara interna de las barras longitudinales extremas reforzadas transversalmente.

6.5.2.5 Fuerza cortante

- a) Fuerza cortante que toma el concreto

La fuerza cortante, V_{cR} , que toma el concreto en muros se determinará con el criterio siguiente:

- 1) Si la relación de altura total a longitud, H_m/L del muro o H/L del segmento no excede de 1.5, se aplicará la ecuación 6.12

$$V_{cR} = 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} t L \quad (6.12)$$

$$\left(V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} t L \right)$$

- 2) Si H_m/L es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las expresiones 2.19 ó 2.20 en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t ; y el peralte efectivo del muro se tomará igual a $0.8L$. Cuando H_m/L esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.
- 3) En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud entre la del muro completo y la del segmento considerado.

- b) Fuerza cortante que toma el acero del alma

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará a partir de las ecs. 6.13 y 6.14, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen en 6.5.2.5.c.

La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño, p_m , se calculará con la expresión

$$p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}} \quad (6.13)$$

y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, p_n , con

$$p_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - 0.0025) \quad (6.14)$$

donde

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t} ; \quad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t} ;$$

s_m, s_n separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente;

A_{vm} área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m ; y

A_{vn} área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n .

No es necesario que la cuantía de refuerzo p_n por fuerza cortante sea mayor que p_m . Si la relación H_m/L no excede de 2.0, la cuantía p_n no debe ser menor que p_m .

Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

- c) Refuerzo mínimo, separación y anclaje del refuerzo

Las cuantías de refuerzo p_m y p_n no serán menores de 0.0025.

El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 350 mm (fig. 6.7). Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 150 mm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas de diseño sea mayor que $0.19 \sqrt{f_c^*}$ en MPa (o $0.6 \sqrt{f_c^*}$ en kg/cm²); en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Todas las barras horizontales y verticales deben estar ancladas de modo que sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

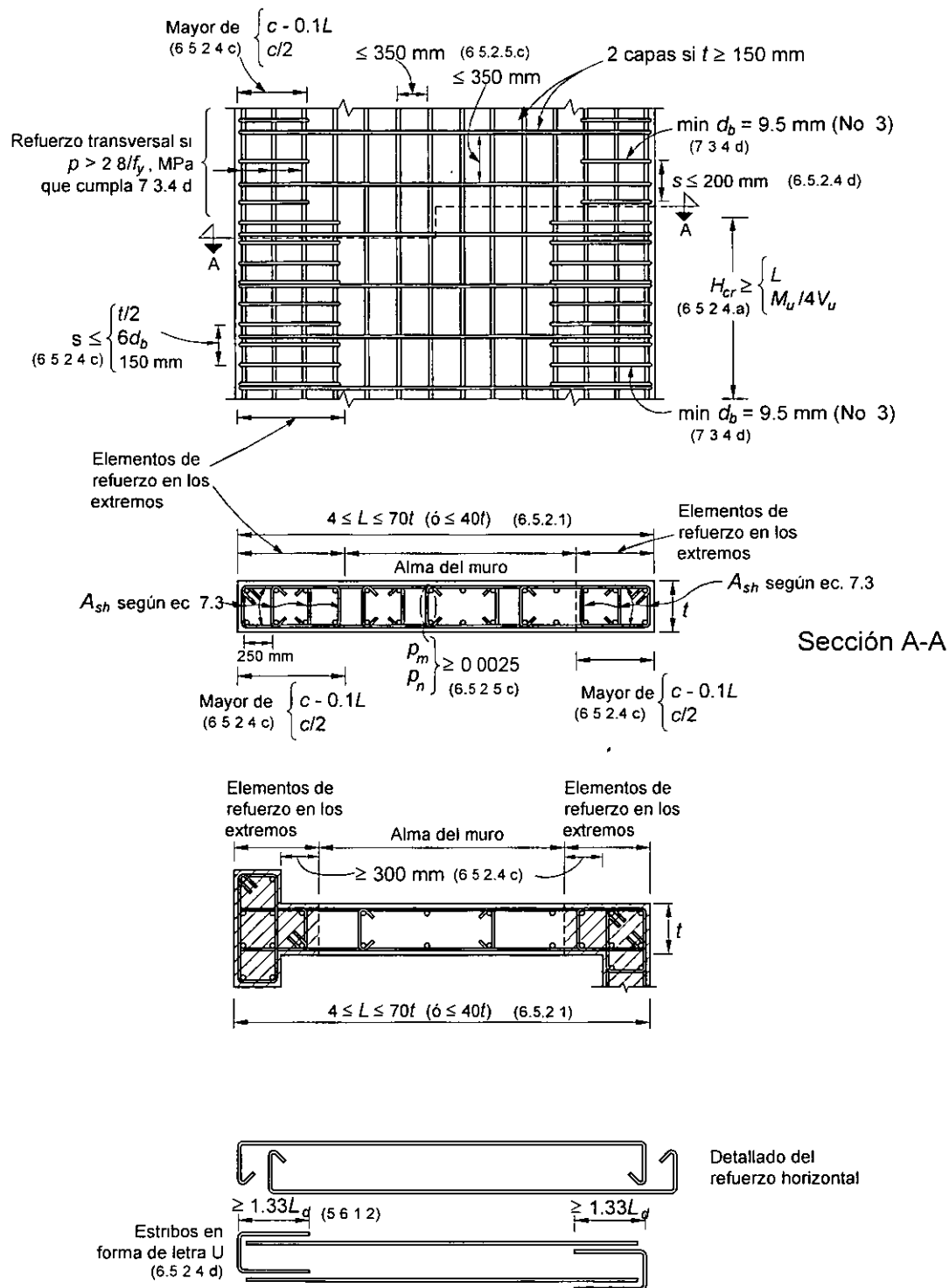


Figura 6.7 Detallado de muros

d) Limitación para V_u

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que

$$0.63F_R A_{cm} \sqrt{f_c^*} \quad (6.15)$$

$$\left(2F_R A_{cm} \sqrt{f_c^*} \right)$$

e) Aberturas

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deben colocarse dos barras de 12.7 mm de diámetro (número 4), o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. El refuerzo se prolongará una distancia no menor que su longitud de desarrollo, L_d , desde las esquinas de la abertura.

Se deberá revisar la necesidad de suministrar refuerzo en un extremo según los incisos 6.5.2.4.a o 6.5.2.4.b.

Las aberturas deben tomarse en cuenta al calcular rigideces y resistencias.

f) Juntas de colado

Todas las juntas de colado cumplirán con las secciones 14.3.10 y 2.5.10.

6.5.2.6 Muros acoplados

Todas las reglas señaladas anteriormente serán válidas para los segmentos de muros que formen parte de muros acoplados destinados a resistir fuerzas laterales en su plano. Las vigas de acoplamiento se diseñarán y detallarán según lo especificado en la sección 6.1.4.5.

6.6 Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos

6.6.1 Alcance

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, así como a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a o entre elementos resistentes a fuerzas laterales.

6.6.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados

En sistemas de piso o techo prefabricados se aceptará que un firme colado sobre los elementos prefabricados funcione como diafragma a condición de que se

dimensione de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. También se aceptará un firme que esté reforzado y cuyas conexiones con los elementos prefabricados de piso estén diseñadas y detalladas para resistir las acciones de diseño en el plano. En este caso, la superficie de concreto endurecido cumplirá con la sección 14.3.10 y con la rugosidad de la sección 2.5.10. En todo caso se deberán colocar los elementos de refuerzo prescritos en la sección 6.6.6.

6.6.3 Espesor mínimo del firme

El espesor del firme no será menor que 60 mm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más. En ningún caso será menor que 30 mm.

6.6.4 Diseño

Los diafragmas se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma, según su relación claro a peralte. Debe comprobarse que posean suficiente resistencia a flexión en el plano y a cortante en el estado límite de falla, así como que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará el efecto de aberturas en el diafragma en la proximidad de muros de concreto y columnas. En lo que se refiere a aberturas se aplicará lo prescrito en el inciso 6.5.2.5.e.

Para revisar los estados límite de servicio, se deberán considerar las rigideces del diafragma a flexión y cortante, así como los efectos de flujo plástico, contracción y gradientes térmicos.

6.6.5 Refuerzo

El refuerzo mínimo por fuerza cortante, será el indicado en el inciso 6.5.2.5.c. Si se utiliza malla soldada de alambre para resistir la fuerza cortante en firmes sobre elementos prefabricados, la separación de los alambres paralelos al claro de los elementos prefabricados no excederá de 250 mm. El refuerzo por fuerza cortante debe ser continuo y distribuido uniformemente a través del plano de corte.

6.6.6 Elementos de refuerzo en los extremos

Los elementos de refuerzo en los extremos de diafragmas podrán estar incluidos en el espesor del diafragma o bien, preferentemente, en vigas de borde.

Los elementos extremos de diafragmas se dimensionarán para la suma de la compresión directa de diseño que actúe y la debida al momento de diseño que obre en la sección, la

cual puede obtenerse dividiendo el momento entre la distancia que separa los ejes de los elementos extremos.

Los elementos a compresión de diafragmas horizontales y de armaduras verticales, así como las diagonales de contraventeo, sujetos a esfuerzos de compresión mayores que $0.2f_c'$, contarán en su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en los incisos 7.3.4.b a 7.3.4.d. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c'$. Los esfuerzos se valorarán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

Las barras de refuerzo longitudinal de elementos extremos deberán ser continuas y podrán ser unidas mediante traslapes, soldadura o dispositivos mecánicos. En todo caso, deberán poder alcanzar su esfuerzo de fluencia. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos deberán cumplir con las secciones 7.1.6 ó 7.1.7.

En las zonas de traslape y anclaje se deberá suministrar refuerzo transversal en cuantía al menos igual a la mínima de la sección 2.5.2, excepto cuando se coloque el refuerzo transversal prescrito en los incisos 7.3.4.b a 7.3.4.d.

6.7 Arcos, cascarones y losas plegadas

6.7.1 Análisis

Los arcos, cascarones y losas plegadas se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados y losas plegadas puede suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero. El análisis que se haga debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Deben, asimismo, considerarse las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón o losa y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico y diferencias entre la geometría real y la teórica. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones y losas.

6.7.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones y losas plegadas

Se podrán aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones, a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

Podrá no tomarse en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

6.7.3 Dimensionamiento

Los arcos, cascarones y losas plegadas se dimensionarán de acuerdo con las disposiciones de las secciones 2.3 y 2.5 para flexocompresión y cortante, respectivamente.

El refuerzo de cascarones y losas plegadas se dimensionará para resistir la totalidad de los esfuerzos de tensión que se obtengan del análisis y debe cumplir con los requisitos de la sección 5.7 para refuerzo por cambios volumétricos.

6.8 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos

Cuando por usar análisis límite, o por alguna otra razón, deban preverse articulaciones plásticas en vigas, columnas o arcos de concreto reforzado, se cumplirán los requisitos de las zonas confinadas de vigas y columnas de marcos dúctiles prescritos en el Cap. 7, en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes efectivos, $2d$, de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica. Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes efectivos se tomarán a cada lado de dicha sección.

Si la articulación en una viga se forma al paño de una columna sin que llegue otra viga a la cara opuesta, el acero de refuerzo superior e inferior de la viga debe prolongarse hasta la cara más lejana del núcleo de la columna y su anclaje cumplirá con los requisitos de la sección 7.4.5.1.

En estructuras formadas por vigas y columnas se procurará que las articulaciones plásticas se formen en las vigas (mecanismo de columna fuerte y viga débil).

6.9 Ménsulas

6.9.1 Requisitos generales

Las disposiciones de esta sección son aplicables a ménsulas con relación entre la distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula, a , y el peralte efectivo medido en dicho paño, d , menor o igual a 1.0, y sujetas a una tensión horizontal de diseño, P_{hu} , no mayor que la carga vertical de diseño, P_{vu} .

El peralte total en el extremo de la ménsula no debe ser menor que $0.5d$.

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente:

- Una fuerza cortante, P_{vu} ;
- Un momento flexionante

$$P_{vu} a + P_{hu} (h - d) \quad (6.16)$$
- Y una tensión horizontal, P_{hu} .

Para diseño se debe considerar que la fuerza P_{vu} está a un tercio de la distancia y del extremo de la ménsula, como se indica en la fig. 6.8.

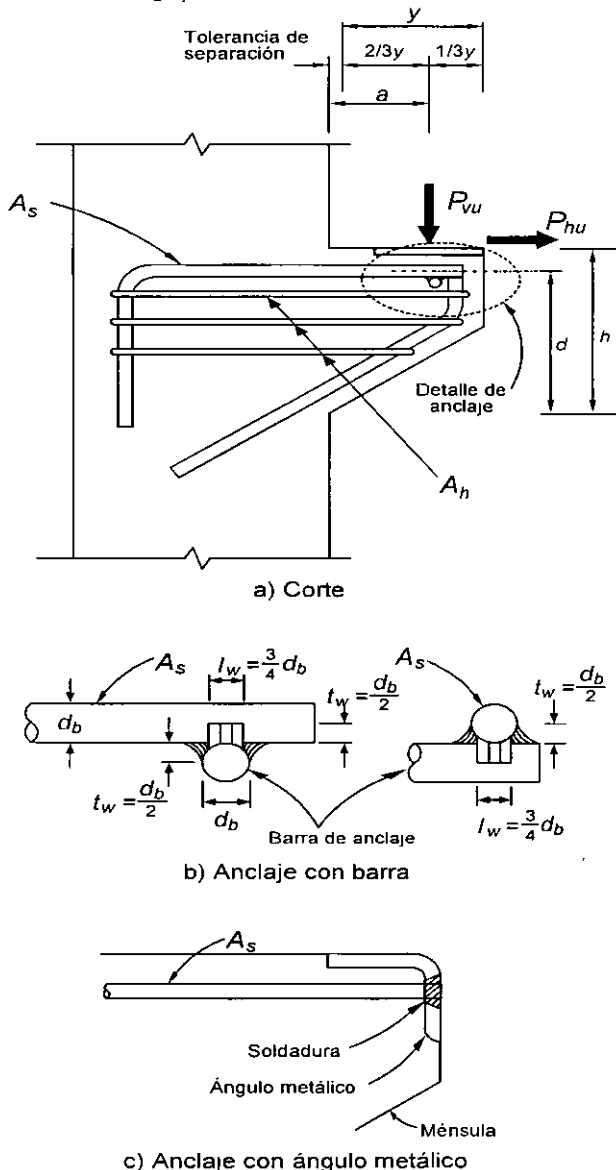


Figura 6.8 Detalles de anclaje en ménsulas

De manera optativa al procedimiento señalado en las secciones 6.9.2 a 6.9.4, se permitirá el uso de la teoría de la analogía de la armadura para la determinación del refuerzo en ménsulas.

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia, F_R , se tomará igual a 0.8.

6.9.2 Dimensionamiento del refuerzo

El refuerzo de una ménsula constará de barras principales de área A_s , y de estribos complementarios horizontales de área A_h , (fig. 6.8).

El área A_s se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

$$A_f + A_n$$

$$\frac{2}{3} A_{vf} + A_n$$

La cuantía, A_s/bd , no debe ser menor que

$$0.04 \frac{f_c'}{f_y}$$

El área A_h se tomará al menos igual a $0.5(A_s - A_n)$.

En las expresiones anteriores, A_f , es el área de refuerzo necesario para resistir el momento flexionante dado de acuerdo con la ec. 6.16.

El área A_{vf} , es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante P_{vu} , y A_n , la del necesario para resistir la tensión P_{hu} .

El área A_f no debe exceder al área balanceada obtenida con la ec. 2.3, y puede calcularse con la expresión 2.15, suponiendo que el brazo z es igual a $0.9d$.

El refuerzo A_{vf} se determinará de acuerdo con el criterio de cortante por fricción de 2.5.10, suponiendo la compresión N_u igual a cero.

El área A_n , se calculará como

$$\frac{P_{hu}}{F_R f_y}$$

La tensión, P_{hu} , no se tomará menor que $0.2P_{vu}$, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar que se generen tensiones.

6.9.3 Detallado del refuerzo

El refuerzo primario A_s debe anclarse en el extremo de la ménsula en alguna de las formas siguientes:

- Soldándolo a una barra transversal de diámetro no menor que el de las barras que forman A_s . La soldadura debe ser capaz de permitir que A_s alcance su esfuerzo de fluencia;
- Doblándolo horizontalmente de modo de formar barras en forma de letra U en planos horizontales; y
- Mediante algún otro medio efectivo de anclaje.

El refuerzo A_h debe constar de estribos cerrados paralelos a las barras A_s , los cuales estarán uniformemente repartidos en los dos tercios del peralte efectivo adyacentes al refuerzo A_s . Los estribos se detallarán como se indica en la sección 5.1.7.

6.9.4 Área de apoyo

El área de apoyo no debe extenderse más allá de donde termina la parte recta de las barras A_s , ni más allá del borde interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta se utilice.

7. MARCOS DÚCTILES

7.1 Requisitos generales

Los requisitos de este capítulo se aplican a los marcos colados en el lugar que cumplan con las secciones 7.1.1 ó 7.1.2. En todos los casos debe cumplirse con las secciones 7.1.3 a 7.1.7.

7.1.1 Estructuras diseñadas con Q igual a 4

- Estructuras a base de marcos colados en el lugar diseñados por sismo.
- Estructuras coladas en el lugar, formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con la sección 6.5.2 o marcos y contravientos que cumplan con la sección 6.6, en las que la fuerza cortante inducida por el sismo resistida por los marcos en cada entrepiso sea por lo menos el 50 por ciento de la total.

7.1.2 Estructuras diseñadas con Q igual a 3

- Estructuras a base de marcos colados en el lugar diseñados por sismo.

- Estructuras coladas en el lugar, formadas por marcos y muros o contravientos que cumplan con la sección 6.5.2 ó 6.6, en las que la fuerza cortante inducida por el sismo resistida por los marcos en algún entrepiso sea menor que el 50 por ciento de la total.

7.1.3 Miembros estructurales de cimentaciones

Los requisitos de este capítulo se aplicarán también a los elementos estructurales de la cimentación.

7.1.4 Requisitos complementarios

- En lo referente a los valores de Q , debe cumplirse, con las secciones 5.1 y 5.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
- Sea que la estructura esté formada sólo de marcos, o de marcos y muros o contravientos, las fuerzas cortantes inducidas por el sismo con que se diseñe un marco no deben ser menores, en cada entrepiso, que el 25 por ciento de las que le corresponderían si trabajara aislado del resto de la estructura.
- Se aplicarán las disposiciones de estas Normas que no se vean modificadas por este capítulo.

7.1.5 Características mecánicas de los materiales

- Se deberá usar concreto clase 1. La resistencia especificada, f_c' del concreto no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²).
- Las barras de refuerzo serán corrugadas, con esfuerzo especificado de fluencia de 412 MPa (4 200 kg/cm²) y cumplirán con los requisitos para acero normal o de baja aleación de la Norma Mexicana correspondiente.

Además, las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de 130 MPa (1 300 kg/cm²), y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.

7.1.6 Uniones soldadas de barras

- Las uniones soldadas de barras deberán cumplir con la sección 5.6.1.3. No se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

- b) No se permite soldar estribos, grapas, accesorios u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por diseño.

7.1.7 Dispositivos mecánicos para unir barras

- a) Se aceptarán dos tipos

- 1) El Tipo 1 deberá cumplir los requisitos de la sección 5.6.1.3; y
- 2) El Tipo 2, además de cumplir con la sección 5.6.1.3, deberá ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.

- b) Los dispositivos mecánicos del Tipo 1 no se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

- c) Se podrán usar los dispositivos mecánicos Tipo 2 en cualquier lugar.

7.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas que satisfagan la ec. 7.1.

$$P_u \leq A_g f_c' / 10 \quad (7.1)$$

7.2.1 Requisitos geométricos

- a) El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo;
- b) En sistemas de vigas y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30;
- c) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0;
- d) El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega; y
- e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga.

7.2.2 Refuerzo longitudinal

- a) En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ec. 2.2 y constará por lo menos de dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

La cuantía de acero longitudinal a tensión, p , no excederá de 0.025.

- b) El momento resistente positivo en el paño de la unión viga–columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que tenga en los extremos.
- c) Se permiten traslapes del refuerzo longitudinal sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento en forma de hélices o estribos cerrados. El paso o la separación de este refuerzo no será mayor que $0.25d$, ni que 100 mm. No se permitirán las uniones por traslape en los casos siguientes:

- 1) Dentro de los nudos (uniones viga–columna);
- 2) En una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño de nudo; y
- 3) En aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas causadas por desplazamientos laterales del marco en el intervalo inelástico de comportamiento.

- d) Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

- e) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, deberán cumplir los requisitos de las secciones 7.1.6 ó 7.1.7, respectivamente, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

7.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento

- a) Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (número 2.5) que cumplan con los requisitos de los incisos 7.2.3.b a 7.2.3.e, en las zonas siguientes (fig. 7.1):

- 1) En cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes, medida a partir del paño del nudo; y

- 2) En la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes ($2h$) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco. Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección.
- b) El primer estribo se colocará a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:
 - 1) $0.25d$;
 - 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada;
 - 3) 24 veces el diámetro de la barra del estribo; o
 - 4) 300 mm.
- c) Los estribos deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de seis diámetros de largo ni de 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la sección 5.5. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.
- d) En las zonas definidas en el inciso 7.2.3.a, las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral que cumpla con las secciones 6.2.3.2 y 6.2.3.3.
- e) Fuera de las zonas definidas en el inciso 7.2.3.a, la separación de los estribos no será mayor que $0.5d$ a todo

lo largo. En todo el elemento, la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante (sección 7.2.4).

7.2.4 Requisitos para fuerza cortante

7.2.4.1 Fuerza cortante de diseño

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido (fig. 7.2). Estos momentos representan una aproximación de la resistencia a flexión y son valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, con factor de resistencia unitario, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.25 f_y$. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga. En el caso de vigas que formen parte de conexiones viga-columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna (Sección 7.5), para calcular la fuerza cortante de diseño se podrá usar el método anterior considerando que el claro ℓ de la figura 7.2 es la distancia centro a centro entre dichas articulaciones. El refuerzo por cortante así diseñado se deberá extender dentro de la región de la viga comprendida entre las secciones 1 y 2 definidas en la sección 7.5.2.

Bajo la combinación de cargas muerta, viva y accidental, las vigas de los marcos que cumplan con los incisos 7.1.1.a o 7.1.1.b pueden dimensionarse para fuerza cortante, como opción, con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del

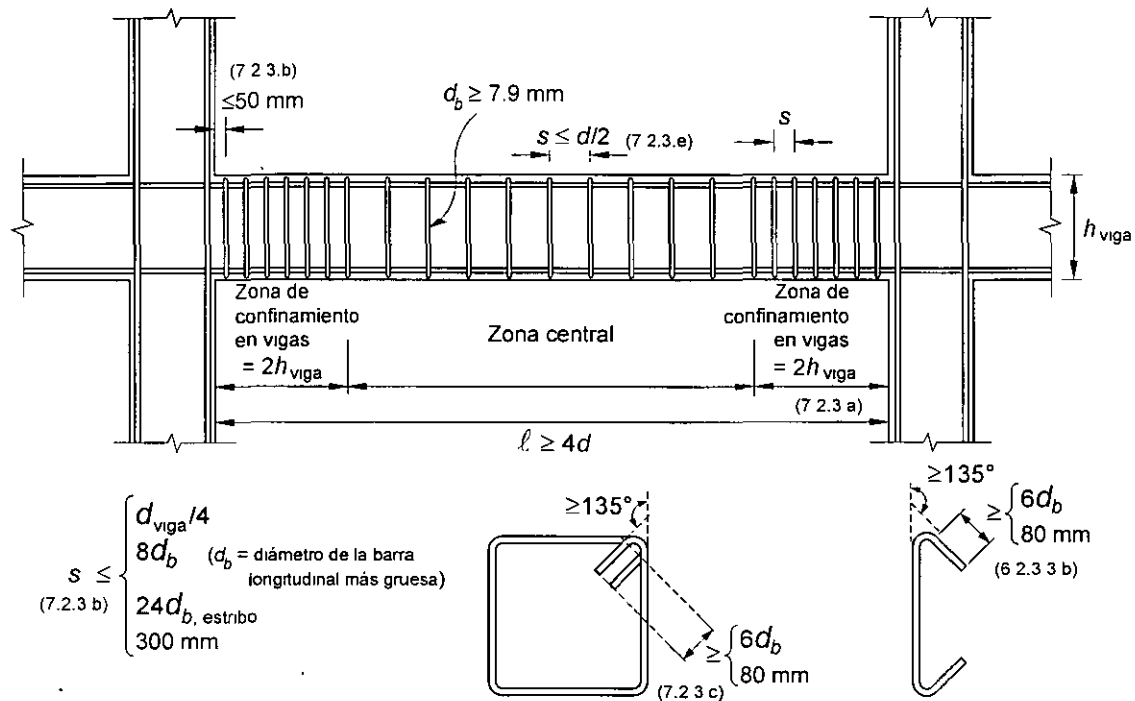


Figura 7.1 Detallado de elementos a flexión de marcos dúctiles

análisis, si al factor de resistencia, F_R , se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8. Bajo la combinación de cargas muerta y viva, se usará F_R igual a 0.8.

7.2.4.2 Refuerzo transversal para fuerza cortante

Al calcular el refuerzo transversal por cortante, se despreciará la contribución del concreto a la resistencia si, en las zonas definidas en el inciso 7.2.3.a, la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según la sección 7.2.4.1. La fuerza cortante de diseño no excederá de la indicada en la sección 2.5.2.4.

En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en la sección 7.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (número 2.5), rematados como se indica en el inciso 7.2.3.c.

7.3 Miembros a flexocompresión

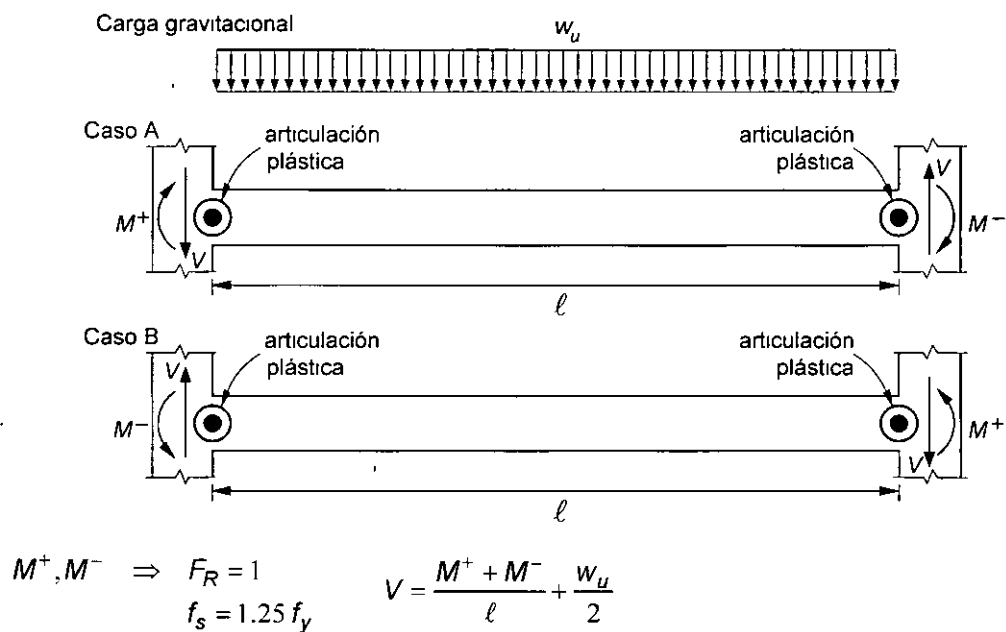
Los requisitos de esta sección (fig. 7.3) se aplican a

miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f_c' / 10$.

En marcos que estén en el caso 7.1.1.a, tengan relación altura-base mayor que 2.0, y se encuentren en la zona III, al dimensionar por flexocompresión, se incrementarán 50 por ciento la fuerza axial y el momento flexionante debidos al sismo. El factor de resistencia se tomará igual a 0.8, excepto si se usa el procedimiento optativo que se presenta en la sección 7.3.2.2.

7.3.1 Requisitos geométricos

- La dimensión transversal mínima no será menor que 300 mm;
- El área A_g , no será menor que $P_u / 0.5f_c'$ para toda combinación de carga;
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4; y
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.



El sentido de la fuerza cortante V depende de la magnitud relativa de la fuerza cortante producida por la carga gravitacional de diseño w_u y de aquella que equilibra a los momentos que aproximan la resistencia a flexión.

Figura 7.2 Determinación de la fuerza cortante de diseño en un elemento a flexión de marcos dúctiles

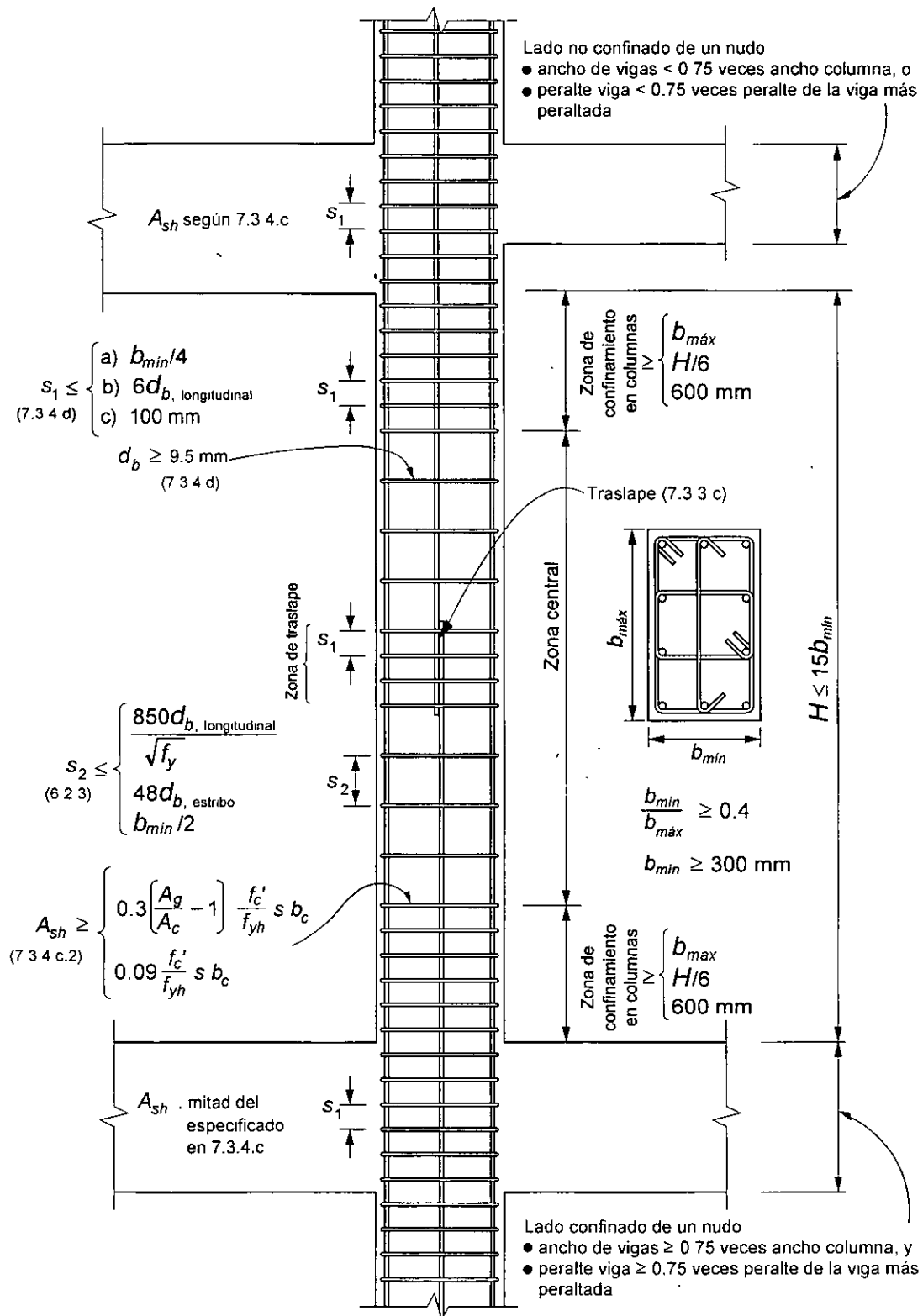


Figura 7.3 Detallado de elementos a flexocompresión de marcos dúctiles

7.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

7.3.2.1 Procedimiento general

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ec. 7.2

$$\Sigma M_e \geq 1.5 \Sigma M_g \quad (7.2)$$

donde

ΣM_e suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; y

ΣM_g suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

No será necesario cumplir con la ec. 7.2 en los nudos de azotea.

7.3.2.2 Procedimiento optativo

Bajo la combinación de cargas muerta, viva y accidental, en marcos que estén en los casos 7.1.1.a o 7.1.1.b, no será necesario revisar el cumplimiento de la condición señalada en la sección 7.3.2.1, si las columnas se dimensionan por flexocompresión con un factor de resistencia de 0.6 (la carga axial y el momento flexionante debidos al sismo se incrementarán como se establece en la sección 7.3, cuando el marco tenga las características que allí se indican). Bajo la combinación de cargas muerta y viva, no se modificará el factor F_R .

7.3.3 Refuerzo longitudinal

- La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.
- Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.
- El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con los requisitos de las secciones 5.6.1.1 y 5.6.1.2 (fig. 7.3). La zona de traslape debe confinarse con refuerzo transversal de acuerdo con el inciso 7.3.4.d.
- Las uniones soldadas de barras deben cumplir con la sección 7.1.6 y los dispositivos mecánicos con la sección 7.1.7. Se pueden usar con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las

uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

- El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones de las secciones 6.2.2 y 6.2.6 que no se vean modificadas por esta sección.

7.3.4 Refuerzo transversal

- Debe cumplir con los requisitos de las secciones 6.2.3, 7.1.5.b y 7.3.5, así como con los requisitos mínimos que aquí se establecen (fig. 7.3).
- Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso 7.3.4.c en una longitud en ambos extremos del miembro y a ambos lados de cualquier sección donde sea probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento. La longitud será la mayor de:
 - La mayor dimensión transversal del miembro;
 - Un sexto de su altura libre; o
 - 600 mm.

En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

c) Cuantía mínima de refuerzo transversal

- En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, p_s , no será menor que la calculada con las ecs. 6.3.
- En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que la obtenida a partir de las ecs. 7.3 y 7.4.

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (7.3)$$

$$0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (7.4)$$

donde b_c es la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yh} (fig. 7.4).

- d) El refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (número 3) y rematados como se indica en el inciso 7.2.3.c (fig. 7.3). Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, separadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblez de 135 grados seguido de un tramo recto de al menos seis diámetros de la grapa pero no menor que 80 mm.

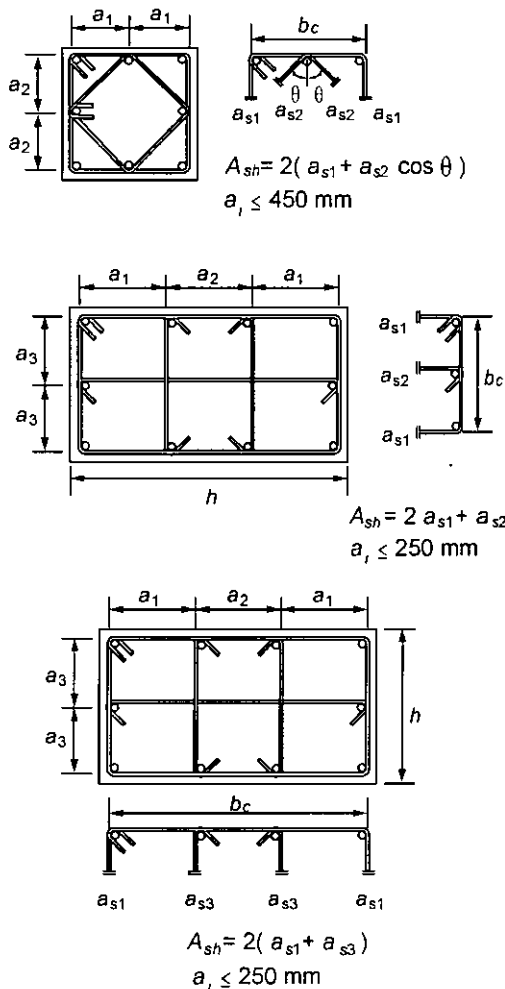


Figura 7.4 Determinación de la cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de:

- 1) La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento;

- 2) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; o
- 3) 100 mm.

Si la distancia entre barras longitudinales no soportadas lateralmente es menor o igual que 200 mm, el límite del inciso 7.3.4.d.3 anterior podrá tomarse como 150 mm.

La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 450 mm, y entre grapas, así como entre éstas y ramas de estribos no será mayor de 250 mm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 450 mm.

En el resto de la columna, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos de la sección 6.2.

En los nudos se cumplirá con los requisitos de la sección 7.4.

7.3.5 Requisitos para fuerza cortante

7.3.5.1 Criterio y fuerza de diseño

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos flexionantes del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos que representan una aproximación a la resistencia real a flexión de esas secciones, con factor de resistencia igual a uno, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento flexionante resistente. Sin embargo, no será necesario que el dimensionamiento por fuerza cortante sea más conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y un factor de resistencia igual a 0.5; al valor dicha fuerza cortante, se incrementará 50 por ciento la causada por el sismo, cuando se esté en la situación prevista en 7.3.

Cuando, bajo la combinación de cargas muerta, viva y accidental, las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en 7.3.2.2, el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5; en su caso, la fuerza cortante se modificará como se indica en el párrafo anterior. Bajo la combinación de cargas muerta y viva, el factor de resistencia continúa valiendo 0.8.

7.3.5.2 Contribución del concreto a la resistencia

Se despreciará la contribución del concreto, V_{CR} , si se satisface simultáneamente que:

- La fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f_c' / 20$; y que
- La fuerza cortante de diseño causada por el sismo sea igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según la sección 7.3.5.1.

7.3.5.3 Refuerzo transversal por cortante

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos cerrados, de una pieza, rematados como se indica en la sección 7.2.3, o por hélices continuas, ambos de diámetro no menor que 9.5 mm (número 3). El refuerzo debe cumplir con el inciso 7.1.5.b.

7.4 Uniones viga–columna

Una unión viga–columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en la altura de la viga más peraltada que llega a ella.

7.4.1 Requisitos generales

Se supondrá que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión. Si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín de tensión a cada lado del alma será al menos ocho veces el espesor del patín; en secciones L, el ancho del patín será de seis veces el espesor del patín. Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras es $1.25f_y$.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga–columna.

7.4.2 Refuerzo transversal horizontal

Se debe suministrar el refuerzo transversal horizontal mínimo especificado en el inciso 7.3.4.c. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del

refuerzo transversal horizontal mínimo. La separación será la especificada en el inciso 7.3.4.d.

7.4.3 Refuerzo transversal vertical

Cuando el signo de los momentos flexionantes de diseño se invierta a causa del sismo, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo de la dimensión horizontal del nudo en uniones de esquina (fig. 7.5).

La cuantía y separación del refuerzo transversal vertical deberá cumplir con lo especificado en los incisos 7.3.4.c y 7.3.4.d.

Se aceptará el uso de estribos abiertos en forma de letra U invertida y sin dobleces, siempre que la longitud de las ramas cumpla con la longitud de desarrollo de la sección 5.1, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo (fig. 7.5).

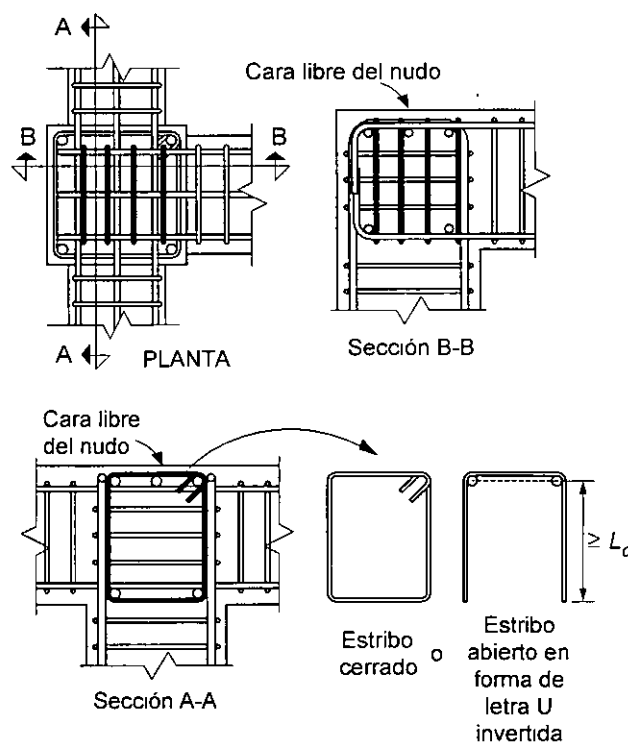


Figura 7.5 Refuerzo transversal vertical en uniones viga – columna

7.4.4 Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano

horizontal a media altura del nudo (fig. 7.6). Para calcular la resistencia de diseño a fuerza cortante del nudo se deberá clasificarlo según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y si la columna es continua o discontinua. Se considerará que la cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo.

En nudos con tramos de viga o de columna sin cargar, se admite considerar a la cara del nudo como confinada si los tramos satisfacen las especificaciones geométricas del párrafo anterior y se extienden al menos un peralte efectivo a partir de la cara de la unión. La resistencia de diseño a fuerza cortante de nudos con columnas continuas se tomará igual a (ecs. 7.5 a 7.7):

a) Nudos confinados en sus cuatro caras verticales

$$1.7F_R \sqrt{f_c^*} b_e h ; \text{ si se usan mm y MPa} \quad (7.5)$$

$$\left(5.5F_R \sqrt{f_c^*} b_e h ; \text{ si se usan cm y kg/cm}^2 \right)$$

b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas

$$1.3F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \quad (7.6)$$

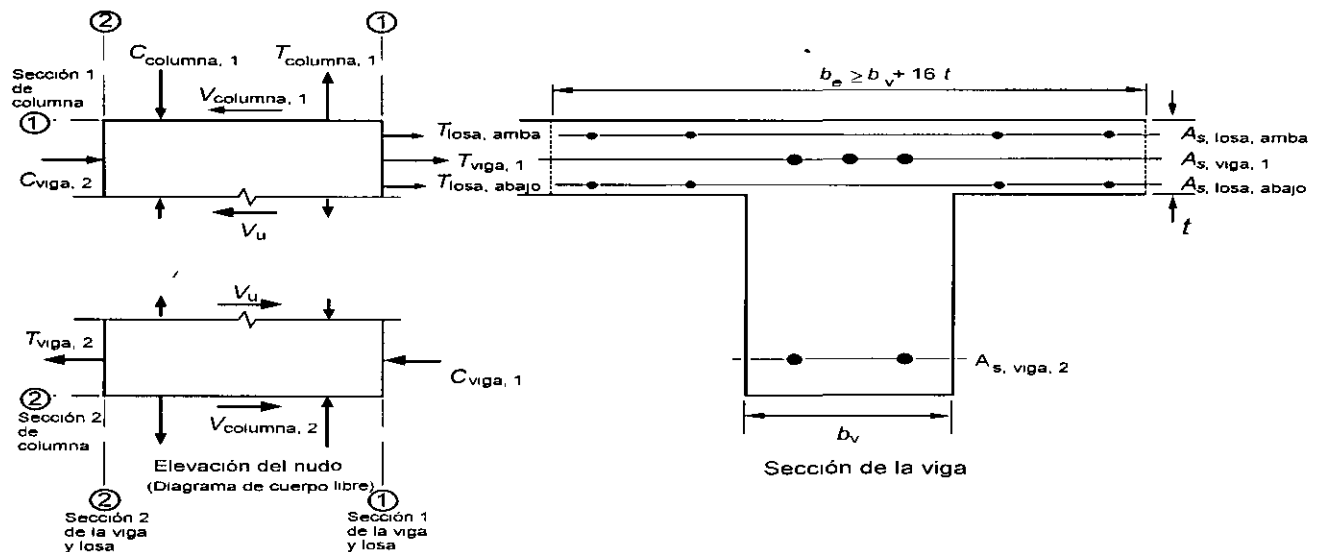
$$\left(4.5F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \right)$$

c) Otros casos

$$1.0F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \quad (7.7)$$

$$\left(3.5F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \right)$$

En nudos con columnas discontinuas, la resistencia de diseño a fuerza cortante será 0.75 veces la obtenida de las ecs. 7.5 a 7.7.



$$V_u = T_{viga,1} + T_{losa, amba} + T_{losa, abajo} + C_{viga,2} - V_{columna,1}$$

donde

$$T_{viga,1} + T_{losa, amba} + T_{losa, abajo} = 1.25 f_y (A_{s, viga,1} + A_{s, losa, amba} + A_{s, losa, abajo})$$

$$C_{viga,2} = T_{viga,2} = 1.25 A_{s, viga,2} f_y$$

Figura 7.6 Determinación de la fuerza cortante actuante en un nudo de marcos dúctiles

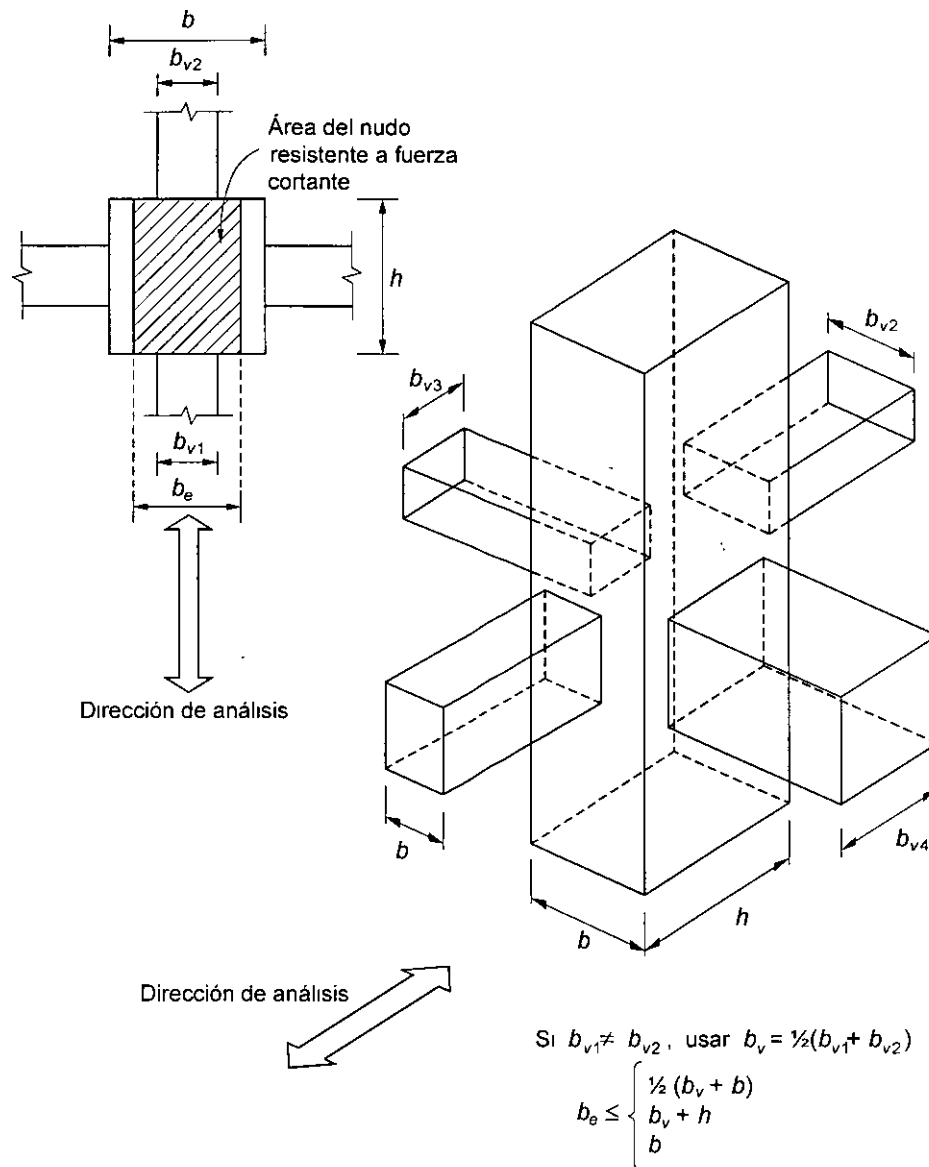


Figura 7.7 Área de la sección que resiste la fuerza cortante en nudos de marcos dúctiles

El ancho b_e se calculará promediando el ancho medio de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. Este ancho b_e no será mayor que el ancho de las vigas más el peralte de la columna, h , o que la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, b (fig. 7.7).

Cuando el peralte de la columna en dirección de la fuerza cambie en el nudo y las barras longitudinales se doblan según la sección 6.2.6, se usará el menor valor en las ecs. 7.5 a 7.7.

7.4.5 Anclaje del refuerzo longitudinal

7.4.5.1 Barras que terminan en el nudo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna.

La revisión se efectuará de acuerdo con la sección 5.1.2.2, donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 80 por ciento de la allí determinada. Este porcentaje no afecta a los valores mínimos, 150 mm y $8d_b$, ni el tramo recto de $12d_b$ que sigue al doblez.

7.4.5.2 Barras continuas a través del nudo

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h_{\text{(columna)}}/d_b \text{ (barra de viga)} \geq 20$$

$$h_{\text{(viga)}}/d_b \text{ (barra de columna)} \geq 20$$

donde $h_{\text{(columna)}}$ es la dimensión transversal de la columna en dirección de las barras de viga consideradas.

Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u/A_g f_c' \geq 0.3$, la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna se puede reducir a 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total inducida por el sismo.

7.5 Conexiones viga–columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna

7.5.1 Requisitos generales

Se aceptará diseñar y detallar las vigas, columnas y su unión de modo que las articulaciones plásticas por flexión de las vigas ante sismo, tanto a flexión positiva como negativa, se formen alejadas del paño de la columna (fig. 7.8). Se aceptará que se diseñen y detallen para que se formen al menos a una distancia igual a un peralte efectivo de la viga. En el diseño y detallado se aplicarán todos los criterios de estas Normas que no sean modificadas en la sección 7.5.

La sección 7.5 sólo se aplica si el claro de cortante de las vigas es al menos tres veces el peralte efectivo. El claro de cortante se define como la distancia entre la cara de la columna y el punto de inflexión en el diagrama de momentos flexionantes de diseño.

7.5.2 Refuerzo longitudinal de las vigas

Se deberá usar la combinación de carga con sismo que produzca el máximo momento flexionante en la viga.

- a) En vigas de sección constante, se deberán revisar dos secciones. La sección 1 corresponde a la cara de la

columna y la sección 2 a una vez el peralte efectivo de la viga.

- b) Se revisará que la resistencia a flexión de la sección 1, con factor de resistencia unitario, sea al menos 1.3 veces el momento de diseño obtenido del análisis considerando las acciones permanentes, variables y accidentales.

En adición al refuerzo longitudinal principal, calculado de acuerdo con el párrafo anterior, la sección 1 se reforzará con al menos cuatro barras longitudinales dispuestas en dos lechos intermedios y que sean continuas a través del nudo (fig. 7.8). El área total del acero intermedio no será mayor que 0.35 veces el área del acero principal a tensión. Las barras intermedias deberán ser del menor diámetro posible y se deberán anclar dentro de la viga, a partir de la sección 1, en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra calculada según la sección 5.1.1. En ningún caso la longitud de anclaje de las barras intermedias dentro de la viga será menor que 1.5 veces el peralte efectivo de la sección.

Si es necesario, con objeto de aumentar la resistencia a flexión, se podrán adicionar barras en los lechos extremos de la sección 1 y con longitud igual a la del acero intermedio (fig. 7.8).

- c) La resistencia a flexión de la sección 2, con factor de resistencia unitario, deberá ser igual al momento de diseño calculado en el análisis en esa sección y para la misma combinación de carga que la usada en el inciso 7.5.2.b.

Para calcular la resistencia a flexión de esta sección no se considerarán las barras intermedias ni las barras adicionales (si existen), de la sección 1.

7.5.3 Resistencia mínima a flexión de columnas

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ec. 7.8

$$\Sigma M_c \geq 1.2 \Sigma M_g \quad (7.8)$$

donde

ΣM_c suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno y con un esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.0f_y$, de las columnas que llegan a ese nudo; y

ΣM_g suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno y con un esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.0f_y$, de las vigas que llegan a ese nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas.

La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

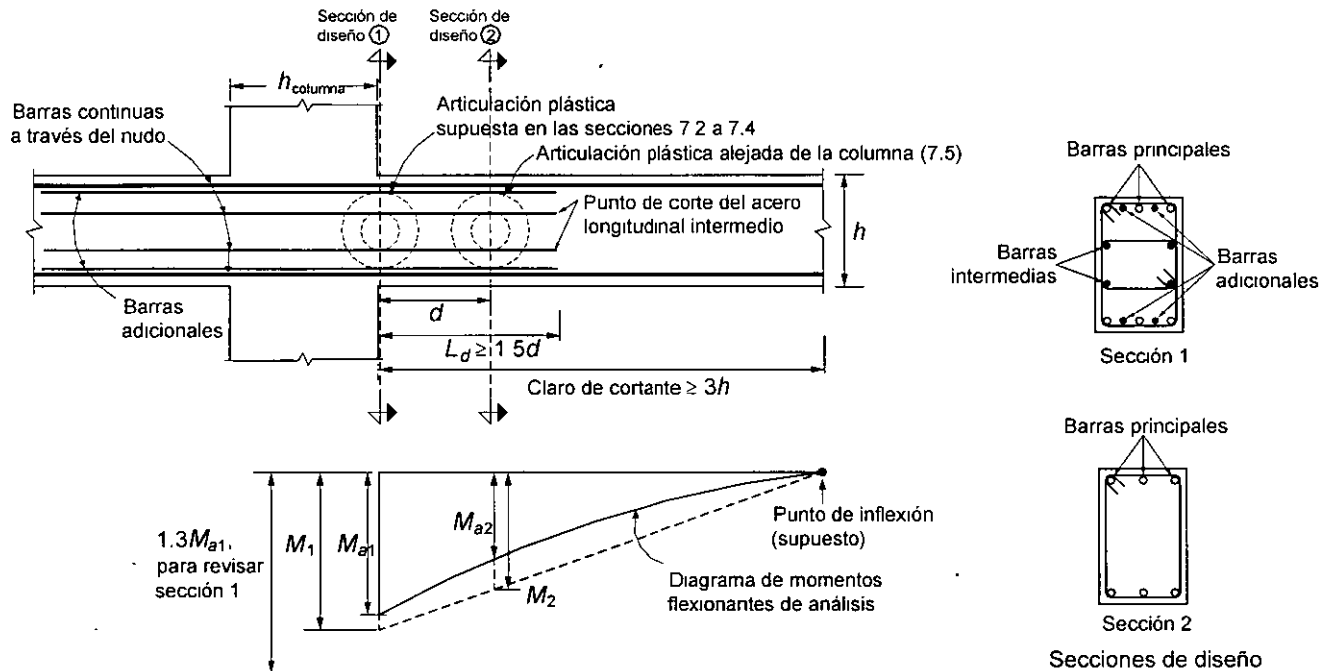


Figura 7.8 Marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la cara de la columna

No será necesario cumplir con la ec. 7.8 en los nudos de azotea.

7.5.4 Uniones viga-columna

Se aplicará lo señalado en las secciones 7.4.1 a 7.4.4 que no se vea modificado en esta sección.

Si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa trabajando en tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín a tensión a cada lado del alma se podrá valorar como:

$$8t \frac{M_{a2}}{M_{a1}}$$

En secciones L, el ancho del patín a tensión al lado del alma se podrá valorar como:

$$6t \frac{M_{a2}}{M_{a1}}$$

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras de las vigas es igual a $1.0f_y$. Si las barras de las vigas son continuas a través del nudo, su diámetro debe cumplir con

$$h_{(columna)}/d_b \text{ (barra de viga)} \geq 16$$

8. LOSAS PLANAS

8.1 Requisitos generales

Losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 100 mm. Según la magnitud de la carga por

transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos $2.5h$, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos $2.5h$ adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas entre losa y muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 250 mm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 200 mm de ancho y el resto de ellas de al menos 100 mm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 50 mm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100×100 mm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de la sección 6.6, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano de las fuerzas de inercia generadas por el sismo a los elementos verticales resistentes.

8.2 Sistemas losa plana–columnas para resistir sismo

Si la altura de la estructura no excede de 20 m y, además, existen por lo menos tres crujías en cada dirección o hay trabes de borde, para el diseño por sismo podrá usarse $Q=3$; también podrá aplicarse este valor cuando el sistema se combine con muros de concreto reforzado que cumplan con la sección 6.5.2, incluyendo la sección 6.5.2.4, y que, en cada entrepiso, resistan no menos del 75 por ciento de la fuerza lateral. Cuando no se satisfagan las condiciones anteriores, se usará $Q=2$. Con relación a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

En todos los casos se respetarán las disposiciones siguientes:

- a) Las columnas cumplirán con los requisitos de la sección 7.3 para columnas de marcos dúctiles, excepto en lo referente al dimensionamiento por flexocompresión, el cual sólo se realizará mediante el procedimiento optativo que se establece en la sección 7.3.2.2.

- b) Las uniones losa–columna cumplirán con los requisitos de la sección 7.4 para uniones viga–columna, con las salvedades que siguen:

- 1) No es necesaria la revisión de la resistencia del nudo a fuerza cortante, sino bastará cumplir con el refuerzo transversal prescrito en la sección 7.4.2 para nudos confinados.
- 2) Los requisitos de anclaje de la sección 7.4.5 se aplicarán al refuerzo de la losa que pase por el núcleo de una columna. Los diámetros de las barras de la losa y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h_{\text{(columna)}}/d_b \text{ (barra de losa)} \geq 20$$

$$h_{\text{(losa)}}/d_b \text{ (barra de columna)} \geq 15$$

donde $h_{\text{(columna)}}$ es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.

8.3 Análisis

8.3.1 Consideraciones generales

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse dividiendo la estructura en marcos ortogonales y analizándolos con métodos reconocidos suponiendo comportamiento elástico. Cada marco estará formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado.

Para valuar momentos de inercia de losas y columnas puede usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas, y de columnas con capiteles o ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de vigas y aberturas.

Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

8.3.2 Análisis aproximado por carga vertical

8.3.2.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valorar su rigidez. Los requisitos que deben satisfacerse son:

- a) La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos;
- b) Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujías;
- c) El mayor claro en toda la estructura no excede al menor en más de un quinto de este último, ya sea que el menor sea paralelo o perpendicular al mayor;
- d) El espesor de la losa es aproximadamente igual al 5 por ciento del claro mayor del mayor tablero; y
- e) La carga viva por metro cuadrado es aproximadamente la misma en los distintos tableros de un piso.

8.3.2.2 Estructuras con capiteles y ábacos

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras destinadas a resistir sismo por sí solas (es decir, sin la ayuda de muros ni contravientos) que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, puede efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales limitados por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, y asignando a las columnas la totalidad del momento de inercia de la sección del fuste, y a las losas, su ancho completo.

Si se aplica el método de distribución de momentos de Cross, deben valorarse las rigideces angulares y factores de transporte de los miembros suponiendo que en las columnas la rigidez a flexión es infinita desde el arranque del capitel hasta la superficie de arriba de la losa, y en las vigas equivalentes, desde el eje de columna hasta el borde del capitel. Si se usa un programa de análisis de computadora que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará asignar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa, y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

Deben cumplirse los requisitos señalados en la sección 8.3.2.1, de los cuales en el 8.3.2.1.d se usará 3.5 por ciento

en lugar de 5 por ciento. Además se cumplirán los siguientes:

- a) La estructura no excede de cuatro niveles;
- b) Si la estructura tiene tres o cuatro niveles, los momentos en las columnas de orilla del penúltimo entrepiso se incrementarán 25 por ciento sobre lo que suministre el análisis.
- c) Las columnas, ábacos y capiteles son rectangulares, sin que la dimensión mayor exceda a la menor en más de 20 por ciento de ésta. Las columnas y capiteles pueden ser también circulares, con ábacos cuadrados;
- d) Las columnas de orilla deben tener capiteles y ábacos completos, iguales a los interiores, y el borde de la losa debe coincidir con el del ábaco; y
- e) Las dimensiones de los ábacos deben cumplir con los requisitos que al respecto se establecen en la sección 8.11.

8.3.3 Análisis aproximado ante fuerzas laterales

8.3.3.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos

Al formar los marcos equivalentes, se admitirá que el ancho de sus vigas es igual a $c_2 + 3h$, centrado con respecto al eje de columnas (c_2 es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección de análisis y h el espesor de la losa).

8.3.3.2 Estructuras con capiteles y ábacos

El análisis ante fuerzas horizontales de estructuras que deban resistir sismo por sí solas (esto es, sin la ayuda de muros o contravientos), que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, puede efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales equivalentes tributarios a los ejes de columnas. Las rigideces a flexión de las vigas equivalentes se valorarán con un ancho de losa, B_e , igual a $(0.19B_1 - 0.12c_2)$, centrado con respecto al eje de columnas (B_1 es el ancho total entre líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, y c_2 es la dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis). En los análisis se supondrá que el momento de inercia de las vigas equivalentes es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta la superficie de arriba de la losa. Para esto, si se utiliza un programa que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará tomar como dimensión vertical del nudo la distancia desde

el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

Se deben cumplir los requisitos de los incisos 8.3.2.1.a, 8.3.2.1.b, 8.3.2.1.c y 8.3.2.1.e, y los requisitos de los incisos 8.3.2.2.c, 8.3.2.2.d y 8.3.2.2.e. Además, se cumplirán los siguientes:

- a) La estructura no excede de cinco niveles;
- b) El espesor de la losa es aproximadamente igual a 3.5 por ciento del claro mayor del mayor tablero.

8.4 Transmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya transmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1 - \alpha = \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}} \quad (8.1)$$

se transmite por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción α , se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones según se prescribe en la sección 2.5.9.

8.5 Dimensionamiento del refuerzo para flexión

En estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales de sismo se admitirá proceder en la forma siguiente:

- a) Determinése el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columna y centrales de acuerdo con lo señalado en la sección 8.8, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo. Al menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columnas quedará en un ancho $c_2 + 3h$ centrado con respecto al eje de columnas.
- b) Determinése el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho $c_2 + 3h$, de modo que al menos el 60 por ciento de él cruce el núcleo de la columna correspondiente.

El refuerzo necesario por sismo puede obtenerse a partir de la envolvente de momentos resistentes necesarios, M_u .

8.6 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo

Además de los requisitos de las secciones 8.4 y 8.5, el refuerzo cumplirá con lo siguiente:

- a) Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.
- b) Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.
- c) En las franjas de columna debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.
- d) Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.
- e) Todo el refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje de la sección 5.1 que sean aplicables.
- f) Se respetarán las disposiciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos de las secciones 2.2.1 y 5.7, respectivamente. Asimismo, las relativas a refuerzo máximo por flexión de la sección 2.2.2.

8.7 Secciones críticas para momento

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia $c/2$ del eje de columnas correspondientes. Aquí, c es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto, con vértice de 90 grados, que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capiteles, se tomará la intersección con el arranque del capitel.

8.8 Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

Tabla 8.1 Distribución de momentos en franjas de losas planas

	Franjas de columna	Franjas centrales
Momentos positivos ¹	60	40
Momentos negativos	75	25

¹ Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

8.9 Efecto de la fuerza cortante

Se aplicarán las disposiciones de la sección 2.5.9 con especial atención a la transmisión correcta del momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas. Se tendrá en cuenta el refuerzo mínimo de estribos que allí se prescribe.

Se deberá colocar refuerzo de integridad estructural que cruce el núcleo de la columna correspondiente.

Este refuerzo consistirá al menos de dos barras del lecho inferior en la franja de columna de cada dirección que sean continuas, traslapadas o ancladas en el apoyo, y que en todos los casos sean capaces de fluir en las caras de la columna. En conexiones interiores, el área del refuerzo de integridad estructural, en mm² (cm²), en cada dirección principal será al menos igual a

$$A_{sm} = \frac{550 w_u l_1 l_2}{f_y} \quad (8.2)$$

$$\left(A_{sm} = \frac{0.55 w_u l_1 l_2}{f_y} \right)$$

donde w_u es la carga de diseño de la losa, en kN/m² (kg/m²), pero no menor que dos veces la carga muerta de servicio de la losa, l_1 y l_2 son los claros centro a centro en cada dirección principal, en m. Para conexiones de borde, el área A_{sm} calculada con la expresión 8.2 se puede reducir a dos tercios y, para conexiones de esquina, a la mitad. Se deberá usar el mayor valor de A_{sm} cuando los valores calculados en una misma dirección difieran para claros adyacentes. En el área de refuerzo de integridad estructural se incluirán las barras de lecho inferior que por otros requisitos crucen el núcleo de la columna.

8.10 Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$kL(1 - 2c/3L) \quad (8.3)$$

donde L es el claro mayor y k un coeficiente que se determina como sigue:

a) Concreto clase 1

Losas con ábacos que cumplan con los requisitos de la sección 8.11.

$$k = 0.0034 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.020 \quad (8.4)$$

$$\left(k = 0.0006 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.020 \right)$$

Losas sin ábacos

$$k = 0.0043 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025 \quad (8.5)$$

$$\left(k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025 \right)$$

b) Concreto clase 2

El valor de k que resulte con los criterios del inciso 8.10.a se multiplicará por 1.5.

En las expresiones anteriores f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa (puede suponerse igual a $0.6f_y$), w es la carga en condiciones de servicio, en kN/m², y c la dimensión de la columna o capitel paralela a L (usar f_s y w en kg/cm² y kg/m², respectivamente).

Los valores obtenidos con la ec. 8.3 deben aumentarse 20 por ciento en tableros exteriores y 20 por ciento en losas aligeradas.

Cuando se use concreto clase 1, en ningún caso el espesor de la losa, h , será menor de 100 mm, si existe ábaco, o menor de 130 mm si no existe; cuando se use clase 2 estos valores se multiplicarán por 1.5.

8.11 Dimensiones de los ábacos

Las dimensiones de cada ábaco en planta no serán menores que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por el peralte efectivo del resto de la losa, pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

8.12 Aberturas

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se

mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante de la sección 2.5.9 y se revisará que no se exceda la cuantía máxima de acero de tensión de la sección 2.2.2, calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

9. CONCRETO PRESFORZADO

9.1 Introducción

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este capítulo serán aplicables al concreto presforzado y parcialmente presforzado. En la fabricación de elementos presforzados y parcialmente presforzados, se usará concreto clase I (véase la sección 1.5.1). Se permitirá el uso de tendones de presfuerzo no adheridos sólo en losas que cumplan con los requisitos de la sección 9.7.

En elementos de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio. Se deberán tomar en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

9.1.1 Definición de elementos de acero para presfuerzo

Para fines de las presentes Normas se considerarán los siguientes elementos de acero para presfuerzo:

Alambre

Refuerzo de acero de presfuerzo que cumple con los requisitos indicados en la sección 1.5.2 y que, por lo general, se suministra en forma de rollos.

Barra

Refuerzo de acero que puede ser de presfuerzo, que cumple con las normas NMX-B-293 o NMX-B-292 y que comúnmente se suministra en tramos rectos.

Torón

Grupo de alambres torcidos en forma de hélice alrededor de un alambre recto longitudinal.

Cable

Elemento formado por varios alambres o torones.

Tendón

Elemento utilizado para transmitir presfuerzo, que puede estar formado por alambres, barras o torones individuales o por grupos de éstos.

9.2 Presfuerzo parcial y presfuerzo total

Se podrá suponer que una sección tiene presfuerzo total, si su índice de presfuerzo, I_p , está comprendido entre 0.9 y 1.0, incluyendo los valores extremos. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.9 pero mayor o igual que 0.6, se podrá suponer que la sección tiene presfuerzo parcial. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.6, se podrá suponer que la sección no tiene presfuerzo.

El índice de presfuerzo se define como la relación siguiente:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}} \quad (9.1)$$

donde M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero ordinario, respectivamente.

Por sencillez, el índice de presfuerzo podrá valuarse con la expresión siguiente:

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} \quad (9.2)$$

donde

A_{sp} área de acero presforzado;

A_s área de acero ordinario a tensión;

f_{sp} esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia a flexión del miembro; y

f_y esfuerzo de fluencia del acero ordinario.

9.3 Estados límite de falla

Se revisarán los estados límite de flexión, flexocompresión, fuerza cortante, torsión, pandeo y, cuando sean significativos, los efectos de la fatiga.

9.3.1 Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de elementos presforzados y parcialmente presforzados se calculará con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en la sección 2.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo.

9.3.1.1 Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión

En elementos total y parcialmente presforzados, el esfuerzo en el acero de presfuerzo f_{sp} , cuando se alcanza la resistencia, deberá valuarse como dice el párrafo anterior, es decir, a partir del equilibrio y las hipótesis generales. Sin embargo, cuando la resistencia del concreto, f_c' , no es mayor que 35 MPa (350 kg/cm²), y el presfuerzo efectivo, f_{se} , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente, f_{sr} , del acero de presfuerzo, el esfuerzo f_{sp} puede calcularse con las expresiones siguientes:

Secciones con presfuerzo total:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} - q' \right) \right] \quad (9.3)$$

Secciones con presfuerzo parcial:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} + q - q' \right) \right] \quad (9.4)$$

Las cantidades

$$p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} - q' \quad \text{y} \quad p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} + q - q'$$

no se tomarán menores que 0.17.

En las expresiones anteriores:

p_p cuantía de acero presforzado (A_{sp}/bd_p);

d_p distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presforzado;

$$q = \frac{p f_y}{f_c''}$$

$$q' = \frac{p' f_y}{f_c''}$$

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

$$p' = \frac{A_s'}{b d}$$

b ancho de la sección; en secciones I o T, ancho del patín comprimido por efecto de las cargas.

9.3.1.2 Refuerzo mínimo en elementos a flexión

El acero a tensión, presforzado y ordinario, en secciones con presfuerzo total, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de diseño de la sección sea igual a 1.2 veces su momento flexionante de agrietamiento.

En secciones con presfuerzo parcial, el acero a tensión, presforzado y ordinario, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de diseño de la sección sea igual a $(1.5 - 0.3 I_p)$ veces su momento flexionante de agrietamiento.

Para valuar los momentos resistentes y de agrietamiento se tomará en cuenta el efecto del presfuerzo; los momentos de agrietamiento se calcularán con la resistencia media a tensión por flexión no reducida, $\overline{f_f}$, definida en la sección 1.5.1.3.

9.3.1.3 Refuerzo máximo en elementos a flexión

Las cantidades de acero de presfuerzo y de acero ordinario que se utilicen en la zona de tensión y en la de compresión serán tales que se cumpla la siguiente condición:

$$\epsilon_{sp} \geq \frac{\epsilon_{yp}}{0.75}$$

donde ϵ_{sp} es la deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento resistente de la sección y ϵ_{yp} es la deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo. La deformación ϵ_{sp} debe incluir la deformación debida al presfuerzo efectivo. El valor de ϵ_{yp} se obtendrá del fabricante del acero de presfuerzo; si no se tienen datos puede suponerse igual a 0.01.

9.3.1.4 Secciones T sujetas a flexión

Para determinar el ancho efectivo del patín de secciones T presforzadas que forman parte integral de un piso monolítico, se aplicará el criterio dado en la sección 2.2.3 para vigas reforzadas.

En vigas T presforzadas aisladas regirá el mismo criterio, a menos que se compruebe experimentalmente la posibilidad de tomar anchos efectivos mayores.

9.3.1.5 Refuerzo transversal en miembros a flexo-compresión

Este refuerzo debe cumplir con los requisitos de la sección 6.2.3, aplicados con base en el acero longitudinal ordinario que tenga el miembro. También cumplirá con la sección 9.3.2.

9.3.2 Fuerza cortante

Para tomar en cuenta los efectos de la fuerza cortante en elementos total o parcialmente presforzados, se aplicarán las disposiciones de las secciones 2.5.1 y 2.5.3.

9.3.3 Pandeo debido al presfuerzo

En todo diseño debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre puntos en que estén en contacto el concreto y el acero de presfuerzo. También se tendrá en cuenta el pandeo de patines y almas delgadas.

9.3.4 Torsión

Los efectos de torsión en elementos de concreto parcial y totalmente presforzados se tomarán en cuenta mediante las disposiciones establecidas en la sección 2.6.

9.4 Estados límite de servicio

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que pueden ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder a los valores que en cada caso se consideren aceptables. Cuando sea significativo, se revisarán los efectos de la fatiga.

Debe realizarse un estudio cuidadoso del agrietamiento y deflexiones en elementos parcialmente presforzados.

9.4.1 Elementos con presfuerzo total

En elementos con presfuerzo total, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento no sea excesivo y limitar las pérdidas por flujo plástico es obligar a que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos bajo condiciones de servicio, se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. En estas operaciones no se emplean secciones reducidas, esfuerzos reducidos ni factores de resistencia.

Si se opta por limitar los esfuerzos, se considerarán los valores siguientes:

9.4.1.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

a) Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y por flujo plástico del concreto indicadas en la sección 9.5:

1) Compresión:

$$0.60 f_{ci}'$$

2) Tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión, excepto lo indicado en el inciso 9.4.1.1.a.3:

$$0.25 \sqrt{f_{ci}'} ; \text{ en MPa}$$

$$\left(0.8 \sqrt{f_{ci}'} ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

3) Tensión en los extremos de miembros simplemente apoyados

$$0.5 \sqrt{f_{ci}'}$$

$$\left(1.6 \sqrt{f_{ci}'} \right)$$

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda de estos valores, se suministrará refuerzo ordinario para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores, f_{ci}' , es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. Esta tiene lugar en concreto pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión en el gato, o, en postensado, cuando se anclan los tendones.

b) Esfuerzos bajo cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo).

1) Compresión:

$$0.45 f_c'$$

2) Tensión:

$$0.5 \sqrt{f_c'} ; \text{ en MPa}$$

$$\left(1.6 \sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

Estos valores pueden excederse con tal que se justifique que el comportamiento estructural del elemento será adecuado, pero sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que

$$\sqrt{f_c'} ; \text{ en MPa}$$

$$\left(3.2 \sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor que

$$\sqrt{f_c'}$$

$$\left(3.2 \sqrt{f_c'} \right)$$

puede usarse acero ordinario y tratar el elemento como parcialmente presforzado, si así lo dice su índice de presfuerzo. Deberá cumplirse con los requisitos de deflexiones indicados en las secciones 9.4.1.3.

Cuando la estructura va a estar sujeta a ambiente corrosivo, no deberá haber tensiones en el concreto en condiciones de servicio.

9.4.1.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

- a) Debidos a la fuerza aplicada por el gato

$$0.94 f_{yp}$$

pero no deberá exceder de $0.8 f_{sr}$

- b) Inmediatamente después de la transferencia

$$0.82 f_{yp}$$

pero no será mayor que $0.74 f_{sr}$

- c) En cables de postensado, anclajes y acoplamiento, inmediatamente después del anclaje de los tendones

$$0.70 f_{sr}$$

En estas expresiones, f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

9.4.1.3 Deflexiones

Las deflexiones inmediatas en elementos totalmente presforzados se calcularán con los métodos usuales para determinar deflexiones elásticas; en los cálculos se puede usar el momento de inercia de la sección total cuando no se encuentre agrietada.

Las deflexiones diferidas deben calcularse tomando en cuenta los efectos de las pérdidas en la fuerza de

presfuerzo debidas a contracción y a flujo plástico del concreto, y de relajación del acero indicadas en la sección 9.5.

9.4.2 Elementos con presfuerzo parcial

En elementos parcialmente presforzados se recomienda que la magnitud del momento de descompresión sea cuando menos igual al que produce la carga muerta más la carga viva media estipulada en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. El momento de descompresión es aquél que produce esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al sumar sus efectos a los del presfuerzo.

9.4.2.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

- a) Los esfuerzos permisibles de compresión y tensión inmediatamente después de la transferencia, y antes que ocurran las pérdidas debidas a contracción y a flujo plástico del concreto, serán los estipulados en el inciso 9.4.1.1.a para concretos totalmente presforzados.

- b) Esfuerzos bajo cargas de servicio

Serán los indicados en el inciso 9.4.1.1.b para elementos de concreto con presfuerzo total.

9.4.2.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Serán los mismos que para elementos totalmente presforzados, indicados en la sección 9.4.1.2.

9.4.2.3 Deflexiones

Las deflexiones en elementos parcialmente presforzados deberán calcularse considerando todas las etapas de carga, y la condición de agrietamiento en cada etapa. Se calcularán con los métodos usuales.

9.4.2.4 Agrietamiento

El criterio siguiente se aplica a elementos de concreto parcialmente presforzado que no deban ser impermeables y que no estén expuestos a un ambiente corrosivo.

El agrietamiento siempre deberá ser controlado por acero de refuerzo ordinario, despreciando la posible contribución del acero de presfuerzo, por lo que deberá cumplirse con las disposiciones para agrietamiento de elementos no presforzados indicadas en la sección 3.3.

9.5 Pérdidas de presfuerzo

Para valorar el presfuerzo efectivo se tomarán en cuenta las pérdidas debidas a las siguientes causas:

- a) Pérdidas inmediatas
 - 1) Acortamiento elástico del concreto;
 - 2) Desviación de los tendones;
 - 3) Fricción, sólo en elementos postensados, en el acero presforzado, debida a curvatura intencional o accidental; y
 - 4) Deslizamiento de los anclajes.
- b) Pérdidas diferidas
 - 1) Flujo plástico del concreto;
 - 2) Contracción del concreto; y
 - 3) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

9.5.1 Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados

Si los elementos pretensados, con presfuerzo total o parcial, van a ser construidos en plantas de fabricación establecidas, y dichas plantas cuentan con estudios estadísticos de pérdidas de presfuerzo, se puede suponer una pérdida total global de presfuerzo, considerada como un porcentaje, basándose en dichos estudios estadísticos. En caso contrario la pérdida total de presfuerzo será la suma de las pérdidas debidas a lo siguiente:

- a) Acortamiento elástico del concreto;
- b) Deslizamiento de los anclajes;
- c) Desviación de los tendones;
- d) Flujo plástico del concreto;
- e) Contracción del concreto; y
- f) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

9.5.2 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados

La pérdida total de presfuerzo, en elementos postensados con presfuerzo total o parcial será la suma de las pérdidas debidas a lo siguiente:

- a) Acortamiento elástico del concreto;
- b) Fricción en el acero de presfuerzo debida a curvatura accidental o intencional;
- c) Deslizamiento de los anclajes;
- d) Flujo plástico del concreto;

- e) Contracción del concreto; y
- f) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

9.5.3 Criterios de valuación de las pérdidas de presfuerzo

En función del tipo de estructura, modalidades del presfuerzo y grado de precisión requerido, se utilizará alguno de los tres métodos de estimación de pérdidas indicados en la tabla 9.1.

Tabla 9.1 Métodos de estimación de pérdidas de presfuerzo

Métodos para estimar las pérdidas de la fuerza de presfuerzo	Descripción
A Estimación global	Las pérdidas de presfuerzo se definen como un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato.
B Estimación individual	Las pérdidas de presfuerzo se valúan de manera individual mediante fórmulas. Las contribuciones de cada una de ellas se suman para obtener la pérdida total.
C Estimaciones por el método de los intervalos	Las pérdidas inmediatas se calculan con el método de estimación individual. Las estimaciones de las pérdidas de presfuerzo diferidas se efectúan estableciendo como mínimo cuatro intervalos de tiempo, que toman en cuenta la edad del concreto en la cual ocurre la pérdida

El método de estimación global se usará únicamente en caso de no tener información para evaluar las pérdidas de presfuerzo. En elementos pretensados se puede suponer que la suma de las pérdidas varía entre 20 y 25 por ciento de la fuerza aplicada por el gato. En postensados, la suma de las pérdidas, sin incluir las de fricción, se puede suponer que varía entre 15 y 20 por ciento de la fuerza aplicada por el gato.

Se tomará el porcentaje de pérdidas que proporcione las condiciones más desfavorables en los elementos tanto pretensados como postensados.

En la tabla 9.2 se presenta el criterio de selección del método de valuación de pérdidas para edificios convencionales descrito en la tabla 9.1.

Las pérdidas por fricción en acero postensado se basarán en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura, determinados experimentalmente.

Tabla 9.2 Criterios para seleccionar el método de valuación de pérdidas

Pretensado		Postensado	
Estimación preliminar	Estimación definitiva	Estimación preliminar	Estimación definitiva
A	B	A	C

Al respecto, la ecuación que sigue proporciona, en función de los coeficientes mencionados, el valor de la fuerza, P_0 , que es necesaria aplicar en el gato para producir una tensión determinada, P_x , en un punto X del tendón

$$P_0 = P_x e^{KL + \eta \mu} \quad (9.5)$$

Cuando $(KL + \eta \mu)$ no sea mayor que 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse con la expresión

$$P_0 = P_x (1 + KL + \eta \mu) \quad (9.6)$$

donde

K coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón, en m^{-1} ;

L longitud de tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto X, en m;

μ coeficiente de fricción por curvatura;

η cambio angular total en el perfil del tendón, desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto X, en radianes; y

e base de los logaritmos naturales.

Para el diseño preliminar de elementos y en casos en los que no se cuente con información del fabricante, se podrán emplear los valores de K y μ de la tabla 9.3.

Tabla 9.3 Coeficientes de fricción para tendones postensados

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada, formados por	Coeficiente K , por metro de longitud	Coeficiente de curvatura, μ
Alambres	0.003 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia	0.0003 a 0.002	0.08 a 0.30

Torones de siete alambres	0.0015 a 0.0065	0.15 a 0.25
---------------------------	-----------------	-------------

9.5.4 Indicaciones en planos

Deberán indicarse en los planos estructurales las pérdidas de presfuerzo consideradas en el diseño, y no deberán excederse dichas pérdidas en la planta de fabricación ni en la obra.

Además, para elementos postensados, deben indicarse en los planos estructurales los valores de los coeficientes de fricción por curvatura, μ , y por desviación accidental, K , usados en el diseño, los intervalos aceptables para las fuerzas producidas por el gato en los cables, el deslizamiento esperado en los anclajes y el diagrama de tensado.

9.6 Requisitos complementarios

9.6.1 Zonas de anclaje

En vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas de presfuerzo en el anclaje.

En vigas pretensadas se puede prescindir de los bloques extremos.

Los bloques extremos deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de presfuerzo y para alojar los dispositivos de anclaje.

9.6.1.1 Geometría

Preferentemente los bloques extremos deben ser tan anchos como el patín más estrecho de la viga, y tener una longitud mínima igual a tres cuartas partes del peralte de la viga, pero no menos de 600 mm.

9.6.1.2 Refuerzo

Para resistir el esfuerzo de ruptura debe colocarse en los miembros postensados una parrilla transversal formada por barras verticales y horizontales con la separación y cantidad recomendada por el fabricante del anclaje, o algún refuerzo equivalente.

Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras de 9.5 mm de diámetro (número 3), colocadas cada 80 mm, centro a centro, en cada dirección.

La parrilla se colocará a no más de 40 mm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.

En las zonas de transferencia de vigas pretensadas debe colocarse refuerzo transversal en forma y cantidad tales que evite la aparición de grietas de más de 0.1 mm de ancho paralelas a los tendones.

9.6.1.3 Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados para edificios

El esfuerzo de aplastamiento permisible, f_b , en el concreto bajo la acción de la placa de anclaje de los cables de postensado se puede calcular con las expresiones siguientes, si la zona de anclaje cumple con las secciones 9.6.1.1 y 9.6.1.2:

- a) Inmediatamente después del anclaje del cable

$$f_b = 0.8 f_{ci}' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 0.2 \leq 1.25 f_{ci}' \quad (9.7)$$

- b) Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo

$$f_b = 0.6 f_c' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_c' \quad (9.8)$$

donde

A_1 área de aplastamiento de la placa de anclaje de los cables de postensado; y

A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante a A_1 y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de anclaje.

9.6.2 Longitud de desarrollo y de transferencia del acero de presfuerzo

- a) Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud no menor que

$$\left(\begin{array}{l} 0.14 (f_{sp} - 0.67 f_{se}) d_b \\ 0.014 (f_{sp} - 0.67 f_{se}) d_b \end{array} \right)$$

para alambres lisos de presfuerzo dicha longitud no será menor que

$$\left(\begin{array}{l} 0.27 (f_{sp} - 0.67 f_{se}) d_b \\ 0.028 (f_{sp} - 0.67 f_{se}) d_b \end{array} \right)$$

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del miembro, y

en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño.

Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precomprimida, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la fórmula anterior.

- b) La longitud de transferencia de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros. En torones será de 50 diámetros.

9.6.3 Anclajes y acopladores para postensado

Los anclajes para tendones adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 90 por ciento de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos. Sin embargo, dichos anclajes deben ser capaces de desarrollar la resistencia máxima especificada de los tendones una vez producida la adherencia.

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, y en ductos lo suficientemente amplios para permitir los movimientos necesarios.

Los dispositivos de anclaje en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

9.6.4 Revisión de los extremos con continuidad

En extremos de elementos presforzados que posean cierto grado de continuidad, se debe considerar el efecto de la fuerza de presfuerzo en la zona de compresión revisando que la deformación unitaria máxima no exceda 0.003.

9.6.5 Recubrimiento en elementos de concreto presforzado

9.6.5.1 Elementos que no están en contacto con el terreno

El recubrimiento de alambres, varillas, torones, tendones, cables, ductos y conexiones, para elementos de concreto presforzado que no están en contacto con el terreno, no será menor que su diámetro, d_b , ni menor que lo indicado en la tabla 9.4.

Tabla 9.4 Recubrimiento en elementos de concreto presforzado que no están en contacto con el terreno

Tipo de elemento	Recubrimiento mínimo, mm
Columnas y trabes	20
Cascarones, losas y otro tipo de elementos	15

9.6.5.2 Elementos de concreto presforzado en contacto con el terreno

Para elementos presforzados que estén en contacto con el terreno y permanentemente expuestos a él deberá utilizarse un recubrimiento de 40 mm si no se utiliza plantilla, y de 20 mm si se tiene plantilla.

9.6.5.3 Elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos

En elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.), el recubrimiento del acero de presfuerzo será el mayor entre lo aquí dispuesto y lo establecido en la sección 4.9.

9.6.5.4 Barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado

El recubrimiento de las barras de acero ordinario que se incluyan en elementos de concreto presforzado deberá cumplir con las disposiciones de la sección 4.9.

9.6.6 Separación entre elementos de acero para presfuerzo

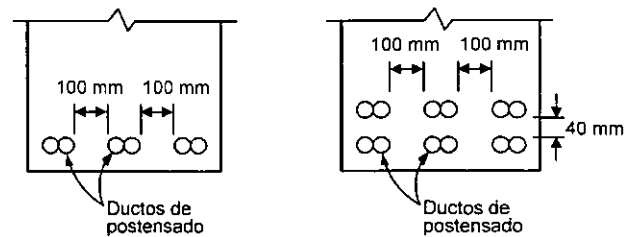
9.6.6.1 Separación libre horizontal entre alambres y entre torones

La separación libre horizontal, S_{Lh} , entre elementos de acero para presfuerzo, será como se indica en la tabla 9.5.

9.6.6.2 Separación libre horizontal entre ductos de postensado

La separación libre horizontal entre ductos de postensado, S_{Lh} , será como se indica en la tabla 9.5.

Se permite formar paquetes de ductos siempre y cuando se demuestre que el concreto puede colarse satisfactoriamente y se garantice que los tendones no se romperán al tensarse. Sin embargo, cuando se tengan dos o más lechos horizontales de ductos no se permitirá formar paquetes en el sentido vertical (ver figura 9.1).

**Figura 9.1 Separaciones libres mínimas entre paquetes de ductos de postensado**

Cuando se tengan paquetes de ductos, la separación libre horizontal, S_{Lh} , entre cada paquete y en toda la longitud del paquete no será menor que la indicada en la tabla 9.5.

9.6.6.3 Separación libre vertical entre alambres y entre torones

La separación libre vertical, S_{Lv} , entre alambres y entre torones no será menor que la indicada en la tabla 9.5. En la zona central del claro se permite una separación vertical menor y la formación de paquetes en el sentido vertical.

9.6.6.4 Separación libre vertical entre ductos de postensado

La separación libre vertical, S_{Lv} , entre ductos de postensado y entre paquetes de ductos será la indicada en la tabla 9.5.

Tabla 9.5 Separación libre entre elementos de acero para presfuerzo

Tipo de elemento de presfuerzo	Separación libre horizontal, S_{Lh}	Separación libre vertical, S_{Lv}
Alambres	$S_{Lh} \geq 4d_b$ y $S_{Lh} \geq 1.5 tma^1$	$S_{Lv} \geq 1.25 tma$
Torones	$S_{Lh} \geq 3d_b$ y $S_{Lh} \geq 1.5 tma^1$	$S_{Lv} \geq 1.25 tma$
Ductos individuales	$S_{Lh} \geq 40 \text{ mm}$ y $S_{Lh} \geq 1.5 tma$	$S_{Lv} \geq 40 \text{ mm}$
Paquetes de ductos	$S_{Lh} \geq 100 \text{ mm}$	$S_{Lv} \geq 40 \text{ mm}$

¹ tma: Tamaño máximo del agregado

9.6.6.5 Separación libre vertical y horizontal entre barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado

Las separaciones libres deberán cumplir con las disposiciones de las secciones 4.9, 5.3 y 5.4.

9.6.7 Protección contra corrosión

Los tendones no adheridos deberán estar recubiertos completamente con un material adecuado que asegure su protección contra la corrosión. El material de recubrimiento deberá ser continuo en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje y los dispositivos auxiliares deberán protegerse permanentemente contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de elementos corrosivos.

9.6.8 Resistencia al fuego

Deberá cumplirse con los recubrimientos especificados en la sección 9.6.5.

9.6.9 Ductos para postensado

Los ductos para tendones que se inyectarán con lechada deben ser herméticos a ella y no deberán reaccionar con los tendones, con el concreto ni con la lechada de relleno.

Los ductos para tendones o para alambres individuales que se vayan a inyectar con lechada deberán tener un diámetro interior por lo menos 10 mm mayor que el diámetro del tendón o alambre, d_b . Los ductos para grupos de alambres o tendones deberán tener un área transversal interna no menor que dos veces el área transversal neta de los alambres o tendones.

9.6.10 Lechada para tendones de presfuerzo

La lechada deberá estar constituida por cemento y agua, o por cemento, arena y agua. El cemento, el agua y la arena deberán cumplir con las disposiciones de la sección 1.5. Así mismo, deberá cumplirse con lo especificado en la sección 14.4.1.

9.7 Losas postensadas con tendones no adheridos

9.7.1 Requisitos generales

9.7.1.1 Definiciones

Un sistema de losas de concreto postensadas con presfuerzo no adherido consta de tendones no adheridos,

anclajes y refuerzo adicional ordinario a base de barras corrugadas de acero. Los tendones no adheridos son alambres o torones de acero cubiertos por grasa lubricante y resistente a la corrosión y forrados por una funda plástica. Los anclajes, fijos y de tensado, están compuestos por una placa de acero dúctil, por dispositivos que sujetan al tendón y transmiten la tensión a la placa de acero y por acero de confinamiento en la zona adyacente a la placa. El refuerzo adicional a base de barras corrugadas tiene la función de resistir el cortante y momento en conexiones losa-columna, controlar el agrietamiento causado por las restricciones al acortamiento axial y a los cambios volumétricos del concreto, así como de incrementar la redundancia de la estructura, en particular ante cargas imprevistas.

9.7.1.2 Losas planas apoyadas en columnas

Si se emplean losas planas apoyadas sobre columnas, la estructura deberá tener un sistema primario reforzado con barras corrugadas capaz de resistir el sismo sin contar con la contribución de la losa más que en su acción como diafragma para resistir cargas en su plano. El análisis sísmico se hará con los criterios de la sección 9.7.3. Se deberá considerar el efecto en la estructura de los momentos debidos al presfuerzo de la losa, tanto por el acortamiento elástico como por las deformaciones a largo plazo del concreto. En el diseño de la estructura se prestará atención a evitar que se alcance algún estado límite de falla frágil. Para losas planas, la relación claro mayor-espesor no deberá exceder de 40.

9.7.1.3 Losas apoyadas en vigas

Si se emplean losas apoyadas en vigas se deberá satisfacer los requisitos aplicables de la sección 9.7.

Para losas apoyadas en vigas, la relación claro mayor-espesor no deberá exceder de 50.

9.7.1.4 Factores de reducción

Los factores de reducción para losas postensadas con tendones no adheridos, F_R serán:

- a) $F_R = 0.8$ para flexión.
- b) $F_R = 0.8$ para cortante y torsión.
- c) $F_R = 0.7$ para aplastamiento del concreto
- d) $F_R = 0.7$ para diseño de las zonas de anclaje.

9.7.2 Estados límite de falla

9.7.2.1 Flexión

a) Análisis

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico. Ante cargas laterales se adoptarán las hipótesis señaladas en la sección 8.3.3. Para valuar los momentos se deberá considerar la secuencia de construcción. Los momentos de diseño serán la suma de los momentos producidos por el acortamiento de la losa debido al presfuerzo, incluyendo pérdidas (con factor de carga unitario) y los debidos a cargas de diseño.

b) Esfuerzos normales máximo y mínimo

El esfuerzo normal promedio debido al presfuerzo deberá ser mayor o igual que 0.9 MPa (9 kg/cm²) e inferior a 3.5 MPa (35 kg/cm²).

c) Esfuerzo en el acero de presfuerzo

Se deberá calcular a partir del equilibrio y de las hipótesis generales enunciadas en la sección 2.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo. Sin embargo, cuando el presfuerzo efectivo, f_{se} , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente, f_{sr} , del acero de presfuerzo, el esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia a flexión f_{sp} , puede calcularse como

$$f_{sp} = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{10 p_p} \quad (9.9)$$

$$\left(f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{100 p_p} \right)$$

para losas con relaciones claro-espesor menores que 35, donde f_{sp} deberá ser menor que f_{yp} y que $f_{sr} + 412$, en MPa, ($f_{sr} + 4\,200$ en kg/cm²) o bien

$$f_{sp} = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{30 p_p} \quad (9.10)$$

$$\left(f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{300 p_p} \right)$$

para losas con relaciones claro-espesor mayores o iguales a 35, donde f_{sp} deberá ser menor que f_{yp} y que $f_{sr} + 210$, en MPa ($f_{sr} + 2\,100$, en kg/cm²).

d) Refuerzo mínimo

La cuantía de acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos la necesaria para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento. Los momentos de agrietamiento se calcularán con la resistencia media a tensión por flexión no reducida, $\overline{f_f}$, establecida en la sección 1.5.1.3.

e) Pérdidas de presfuerzo

Se revisarán las debidas a las causas descritas en la sección 9.5.

En las primeras dos losas por encima de la cimentación no presforzada y en la losa de azotea, se deberá valuar el efecto de restricciones estructurales sobre la pérdida de precompresión del presfuerzo considerando varios posibles anchos efectivos de losa.

f) Geometría de los tendones

La configuración de los tendones deberá ser consistente con la distribución de los momentos obtenida por el método de análisis elegido.

El radio de curvatura de los tendones no deberá ser menor de 2.4 m. La separación entre alambres, torones o bandas de torones en una dirección no deberá ser mayor de ocho veces el espesor de la losa, ni 1.5 m. Las desviaciones verticales en la colocación de los tendones no deberán exceder de: ± 6.5 mm para espesores de losa de hasta 200 mm y de ± 10 mm para losas con más de 200 mm de espesor. Los valores de las tolerancias deberán considerarse cuando se determinen los recubrimientos de concreto para los tendones (secciones 4.9 y 9.7.4.6). Las desviaciones horizontales deberán tener un radio de curvatura mínimo de 7 m.

9.7.2.2 Cortante

- a) Se revisará la losa a fuerza cortante para las condiciones señaladas en los incisos 2.5.9.a y 2.5.9.b. Para conexiones losa-columna interiores y exteriores, la fracción de momento transmitido entre losa y columna por flexión se considerará como lo establece la sección 8.4. Se deberá colocar un refuerzo mínimo en la losa como el señalado en la sección 2.5.9.4.

El refuerzo transversal en la columna en la unión con la losa debe cumplir con lo establecido en el inciso 8.2.b.

En caso de que los esfuerzos cortantes sean mayores que la resistencia del concreto, se colocarán estribos diseñados de acuerdo con la sección 2.5.9.5.

b) Dimensionamiento del refuerzo para flexión

Se aplicará lo indicado en la sección 8.5. El refuerzo por sismo se determinará a partir del momento de diseño obtenido en el análisis descrito en la sección 9.7.3. Cuando menos dos de las barras del lecho superior o tendones de presfuerzo en cada dirección y todo el refuerzo de integridad estructural, prescrito en la sección 8.9, deberán cruzar el núcleo de la columna correspondiente. Para conexiones exteriores en donde el vector de momento sea paralelo al borde de la losa, se deberá colocar refuerzo negativo perpendicular al borde en una franja igual a $2c_1 + c_2$ centrada en el centroide de la sección crítica para transmitir a la columna todo el momento que proviene de la losa (fig. 9.2), a menos que el borde se diseñe para resistir la torsión. Si el borde de la losa se diseña para transmitir por torsión a la columna el momento de la losa, el refuerzo negativo se distribuirá en el ancho de la losa tributario a la columna.

El área de refuerzo de integridad estructural se determinará según la sección 8.9. Los tendones del lecho inferior que pasen por las columnas o apoyos se consideran efectivos para cumplir con lo anterior.

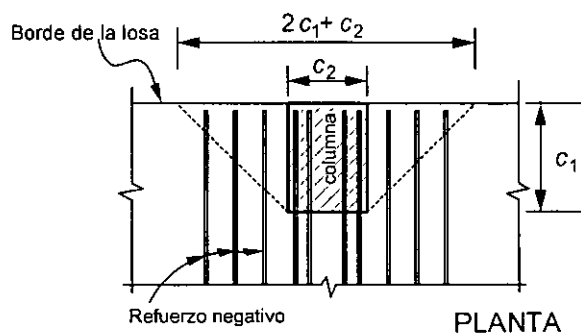


Figura 9.2 Refuerzo negativo perpendicular a un borde no diseñado para resistir torsión

9.7.3 Sistemas de losas postensadas–columnas bajo sismo

Las fuerzas y momentos internos de diseño para el sistema primario resistente a sismo se obtendrán de un análisis

sísmico de un modelo donde se desprecie la contribución de la losa plana, excepto por su efecto de diafragma. Se usará el valor de Q que corresponda a dicho sistema estructural primario resistente a sismo. Se revisará que la cuantía de refuerzo por flexión no exceda al indicado en la sección 2.2.2. Las diferencias de desplazamientos en niveles consecutivos debidos a las fuerzas cortantes de entrepiso no deberán exceder de 0.006 veces la diferencia entre las correspondientes alturas de los niveles.

Para diseñar el sistema losa plana–columnas para momentos flexionantes y fuerzas cortantes, siguiendo lo establecido en las secciones 9.7.2.1 y 9.7.2.2, se hará el análisis sísmico de un modelo completo de la estructura que incluya las losas planas y su interacción con las columnas y con el sistema estructural resistente a sismo. Las losas se modelarán según la sección 8.3.3; se considerarán los momentos de inercia de las secciones de la losa sin agrietar. Se usará un valor de $Q=2$. Las diferencias de desplazamientos en niveles consecutivos debido a las fuerzas cortantes de entrepiso no deberán exceder de 0.006 veces la diferencia entre las correspondientes alturas de los niveles.

Se deberá revisar que no se alcance estado límite de falla frágil alguno, en particular en la conexión losa–columna. La losa deberá satisfacer los requisitos de diafragmas de la sección 6.6.

9.7.4 Estados límite de servicio

9.7.4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

La cantidad de torones y el nivel de presfuerzo se determinarán de manera que los esfuerzos a compresión y tensión en el concreto no excedan los valores de la sección 9.4 para cargas muerta y viva de servicio.

9.7.4.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Después del anclaje del tendón, $0.70 f_{sr}$.

9.7.4.3 Deflexiones

Las deflexiones en losas postensadas deberán calcularse para carga viva según su distribución más desfavorable (deflexiones inmediatas) y para carga sostenidas (flechas diferidas). Para calcular las flechas diferidas, sólo se considerará la carga sostenida en exceso a la equilibrada por el postensado.

9.7.4.4 Agrietamiento

En regiones de momento positivo, cuando el esfuerzo a tensión en el concreto en condiciones de servicio (después

de considerar las pérdidas de presfuerzo) sea mayor que $0.16\sqrt{f_c'}$, en MPa ($0.5\sqrt{f_c'}$, en kg/cm²), se colocará un área mínima de refuerzo corrugado adherido igual a

$$A_s = \frac{2N_c}{f_y} \quad (9.11)$$

donde N_c es la fuerza a tensión en el concreto debida a cargas muerta y viva de servicio. En esta expresión el esfuerzo especificado de fluencia f_y no deberá ser mayor de 412 MPa (4 200 kg/cm²). El refuerzo tendrá una longitud mínima de un tercio del claro libre y deberá ser centrado en la región de momento positivo. Se deberá colocar lo más cercano a la fibra extrema a tensión y se deberá distribuir uniformemente sobre la zona a tensión precomprimida. Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima de la sección 4.9.

En zonas de momento negativo sobre las columnas se colocará una área mínima de acero adherido sin presforzar en ambas direcciones igual a

$$A_s = 0.00075hL \quad (9.12)$$

para losas que trabajan en dos direcciones, donde L es la longitud del claro en la dirección paralela a la del refuerzo calculado y medido desde el centro del claro a cada lado de la conexión, y h es el espesor de la losa, e igual a

$$A_s = 0.004A \quad (9.13)$$

para losas que trabajan en una dirección, donde A es el área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa y el centro de gravedad de la sección completa. El acero se distribuirá dentro de una franja limitada por líneas a $1.5h$ medidas desde las caras de la columna. Al menos se colocarán cuatro barras en cada dirección separadas no más de 300 mm. Las barras deberán extenderse de las caras de apoyo una distancia mínima igual a un sexto del claro libre.

Cuando se construyan las losas postensadas en varios tramos, se emplearán separaciones temporales cuyo ancho deberá ser suficiente para postensar los tendones. En estas separaciones se deberá colocar refuerzo para resistir los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que ocurrirían como si la losa fuera continua. El acero se anclará en las losas a ambos lados de dicha separación de acuerdo con los requisitos de la sección 5.1 que sean aplicables. La separación se cerrará mediante la colocación de concreto con las mismas características que las empleadas en la losa.

En zonas adyacentes a muros de concreto, el área del refuerzo paralelo a los muros será 0.0015 veces el área de la losa, calculada sobre un tercio del claro transversal. Las barras se colocarán alternadamente en el lecho superior e inferior a una separación de $1.5h$.

En tableros de esquina y de borde, y cuando los tendones se concentren en bandas, se deberá colocar en el lecho inferior refuerzo adherido no presforzado perpendicular al borde cuya área será igual a

$$A_s = (0.0015 - 0.5p_p)hL \quad (9.14)$$

pero no menor que $0.0005hL$. La longitud de las barras será igual al claro en la dirección de análisis.

9.7.4.5 Corrosión

Los tendones no adheridos estarán completamente recubiertos por un material idóneo que asegure su protección contra la corrosión. La funda deberá ser continua en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje deberán protegerse contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de cloruros.

9.7.4.6 Resistencia al fuego

El recubrimiento mínimo sobre los tendones postensados será de 20 mm para cualquier tipo de edificio.

9.7.5 Zonas de anclaje

Las zonas de anclaje deberán resistir la máxima fuerza aplicada durante el tensado. El esfuerzo permisible de aplastamiento en el concreto será el indicado en la sección 9.6.1.3 cuando han ocurrido las pérdidas de presfuerzo.

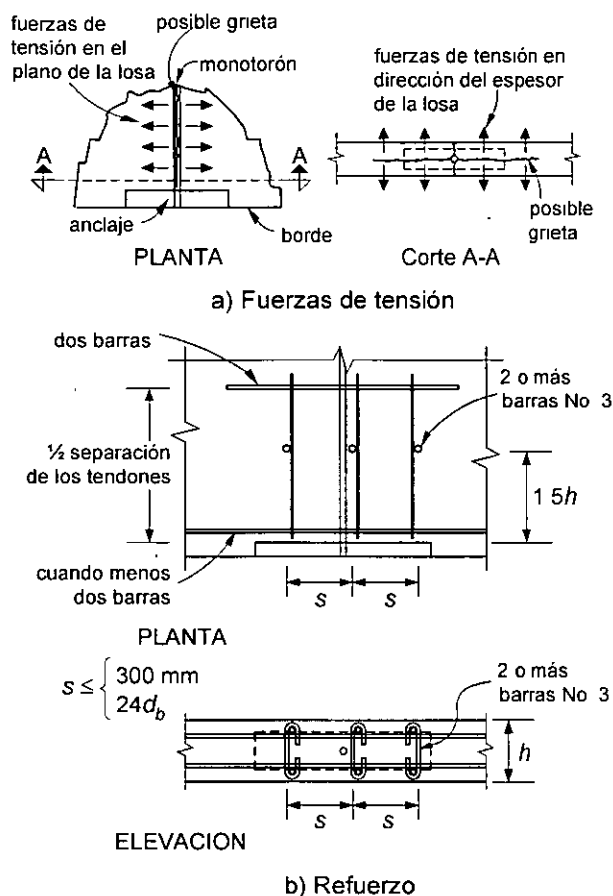


Figura 9.3 Refuerzo en la zona de anclaje

Para resistir las fuerzas de tensión que ocurren adelante del anclaje en la dirección del espesor de la losa, se deberá usar cuando menos dos barras de 9.5 mm de diámetro (número 3) para cada anclaje colocadas a una distancia de $1.5h$ adelante del anclaje. La separación no deberá exceder de 300 mm ni 24 veces el diámetro de las barras. El refuerzo se deberá anclar cerca de las caras de la losa con ganchos estándar (fig. 9.3).

Se deberá proveer refuerzo en el plano de la losa, perpendicular al eje del monotorón, para resistir las fuerzas de tensión en el plano de la losa a lo largo del borde de la misma. Cuando menos se colocarán dos barras paralelas al borde de la losa inmediatamente adelante de los anclajes; las barras deberán incluir a todos los anclajes adyacentes. El refuerzo se colocará arriba y abajo del plano de los tendones. Además, se colocará refuerzo para tomar las fuerzas delante de los anclajes; este refuerzo se distribuirá sobre la longitud de la zona de anclaje. Se deberá colocar otro par de barras paralelo al borde de la losa a una

distancia desde los anclajes igual a la mitad de la separación entre tendones (fig. 9.3). Estas barras deberán extenderse más allá del último tendón con una distancia igual a la longitud de desarrollo de las barras.

10. CONCRETO PREFABRICADO

10.1 Requisitos generales

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta las condiciones de carga que se presenten durante toda la vida útil de los elementos prefabricados, desde la fabricación, transporte y montaje de los mismos hasta la terminación de la estructura y su estado de servicio (sección 14.5), así como las condiciones de restricción que den las conexiones, incluyendo la liga con la cimentación.

En la estructuración de edificios se deberá proporcionar marcos o muros con resistencia a cargas laterales en dos ejes ortogonales de la estructura.

En los elementos estructurales de sección compuesta formados por prefabricados y colados en el lugar se aplicarán los requisitos de la sección 6.1.5.

10.2 Estructuras prefabricadas

Las estructuras prefabricadas se diseñarán por sismo con un factor Q igual a 2; sus conexiones cumplirán con los requisitos de este capítulo.

Se podrá usar un factor Q igual a 3, cuando la estructura prefabricada emule a una colada in situ y la conexión de los elementos se lleve a cabo en una sección donde los momentos flexionantes de diseño debidos a sismo tengan un valor no mayor que el 60 por ciento del momento flexionante total debido a cargas muerta, viva y accidental en la sección crítica por sismo, del elemento de que se trate. Además, la estructura debe cumplir con los requisitos para Q igual a 3 que se especifican en el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y en el Capítulo 7 de estas Normas. Cuando el signo de los momentos flexionantes se invierte a causa del sismo, se diseñarán las conexiones viga-columna de acuerdo con la sección 7.5.

10.3 Conexiones

Las conexiones se diseñarán de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura, y deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen. Cuando una conexión forme parte del sistema

estructural de soporte ante acciones laterales, deberá resistir no menos que 1.3 veces el valor de diseño de las fuerzas y momentos internos que transmita.

En marcos formados por elementos prefabricados se define como nudo aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

La conexión viga-columna entre elementos prefabricados puede efectuarse dentro del nudo o en las zonas adyacentes o alejadas del mismo. Cuando se aplique $Q=3$, no deberán hacerse dentro del nudo. Las conexiones deberán cumplir los requisitos siguientes:

- a) En conexiones que formen parte del sistema estructural de soporte ante cargas laterales, la resistencia, f_c' , del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que conectan.
- b) El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá tener un esfuerzo especificado de fluencia no mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).
- c) En las conexiones se deberá colocar refuerzo transversal con el diámetro y la separación indicados en estas Normas para estructuras coladas en el lugar de manera que se asegure la resistencia y el confinamiento requeridos en la conexión, de acuerdo con el valor de Q usado al diseñar.
- d) Si la conexión se realiza dentro del nudo deberá cumplir con los requisitos mencionados en la sección 6.2.5. Se deberá asegurar el confinamiento del nudo como se indica en la sección 6.2.6. Se deberá asegurar que la articulación plástica se presente en la viga y se deberá cumplir con lo especificado en la sección 6.8.
- e) Cuando se utilicen colados in situ para garantizar la continuidad de una conexión, donde quiera que ésta se encuentre, deberán realizarse por la parte superior de ella obligando al uso de cimbras en caras laterales (costados) e inferiores (fondo) de la conexión.
- f) Al detallar las conexiones deben especificarse las holguras para la manufactura y el montaje. Los efectos acumulados de dichas holguras deberán considerarse en el diseño de las conexiones. Cuando se diseñe la conexión para trabajar monolíticamente, las holguras deberán rellenarse con mortero con estabilizador de volumen de manera que se garantice la transmisión de los esfuerzos de compresión y cortante.

g) Cada ducto que atraviesa un nudo deberá tener un diámetro de por lo menos el doble del diámetro de la barra que contiene y se rellenará con lechada a presión de modo que asegure la adherencia de las barras.

h) Todas las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de una conexión deberán tener un acabado rugoso, de 5 mm de amplitud aproximadamente; estas superficies se limpiarán y se saturarán de agua cuando menos 24 horas antes de colar la conexión. En el colado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.

10.4 Sistemas de piso

En edificios con sistemas de piso prefabricados se deberá garantizar la acción de diafragma rígido horizontal y la transmisión de las fuerzas horizontales a los elementos verticales. Para este fin se aplicará lo dispuesto en la sección 6.6. El firme estructural que allí se menciona puede estar reforzado con malla o barras de acero colocadas al menos en la dirección perpendicular al eje de las piezas prefabricadas.

Cuando no pueda garantizarse mediante un firme la acción conjunta de los elementos prefabricados, se deben proveer conectores mecánicos a lo largo de los lados de las piezas adyacentes, según se requiera para transmitir las fuerzas cortantes en el plano, la tensión por cambio de temperatura y los efectos por contracción.

11. CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

11.1 Definición

En estas Normas se entiende por concreto de alta resistencia aquél que tiene una resistencia a la compresión f_c' igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm²).

Para diseñar, se usará el valor nominal, f_c^* , determinado por la ecuación:

$$f_c^* = 0.8f_c' \quad (11.1)$$

11.2 Empleo de concretos de alta resistencia

11.2.1 Disposiciones generales

Se permite el uso de concretos de alta resistencia con valores de f_c' hasta de 70 MPa (700 kg/cm²), excepto en los casos mencionados en la sección 11.2.2. Se podrán usar concretos de resistencia mayor si el Corresponsable en Seguridad Estructural presenta evidencia de que la estructura puede alcanzar los niveles de resistencia y ductilidad apropiados en zonas sísmicas.

Los requisitos de los capítulos anteriores serán aplicables al concreto de alta resistencia en lo que no se opongan a lo estipulado en este capítulo.

11.2.2 Limitaciones al empleo de concretos de alta resistencia

En estructuras diseñadas con un factor de ductilidad, Q , igual a 4, y en miembros sujetos a flexocompresión que formen parte de marcos que resistan más del 50 por ciento de las acciones sísmicas y cuya carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $0.2 P_{R0}$, donde P_{R0} es la carga axial resistente de diseño, sólo se podrán usar concretos con valores de f_c' hasta de 55 MPa (550 kg/cm²).

11.3 Propiedades mecánicas

11.3.1 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de concretos de alta resistencia se supondrá igual a:

$$E_c = 2\,700\sqrt{f_c'} + 11\,000 \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.2)$$

$$\left(E_c = 8\,500\sqrt{f_c'} + 110\,000 \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$E_c = 2\,700\sqrt{f_c'} + 5\,000 \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.3)$$

$$\left(E_c = 8\,500\sqrt{f_c'} + 50\,000 \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

11.3.2 Resistencia a tensión

A falta de información experimental, la resistencia media a tensión de concretos de alta resistencia, correspondiente a ensayos en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, se supondrá igual a

$$\bar{f}_t = 0.53\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.4)$$

$$\left(\bar{f}_t = 1.67\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\bar{f}_t = 0.47\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.5)$$

$$\left(\bar{f}_t = 1.50\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

A falta de información experimental, la resistencia media a tensión por flexión, o módulo de rotura, de concretos de alta resistencia se supondrá igual a

$$\bar{f}_f = 0.85\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.6)$$

$$\left(\bar{f}_f = 2.70\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\bar{f}_f = 0.80\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.7)$$

$$\left(\bar{f}_f = 2.54\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

11.3.3 Contracción por secado

Para concretos de alta resistencia la contracción por secado final, ϵ_{cf} , se supondrá igual a 0.0006.

11.3.4 Deformación diferida

El coeficiente de deformación axial diferida, definido en la sección 1.5.1.6, se supondrá igual a 2.0.

Las deflexiones diferidas se pueden calcular con la ec. 3.4, sustituyendo el numerador por 1.6.

12. CONCRETO LIGERO

12.1 Requisitos generales

En estas Normas se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 19 kN/m³ (1.9 t/m³).

Sólo se permite el uso de concreto ligero en elementos secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial de la Administración.

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero son aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la

deformación unitaria del concreto es $0.003E_c/E_L$, donde E_c y E_L , son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal clase 1 y ligero de igual resistencia.

En las fórmulas relacionadas con el cálculo de resistencias, aplicables a concreto de peso normal, se usará $1.6f_t^*$ en lugar de $\sqrt{f_c^*}$ siendo f_t^* en MPa ($0.5f_t^*$ en lugar de $\sqrt{f_c^*}$ si se usan kg/cm²), la resistencia nominal a tensión indirecta obtenida de acuerdo con la sección 1.5.1.3 para concreto clase 2.

El valor de f_t^* que se use no debe ser mayor que $0.47\sqrt{f_c^*}$ en MPa ($1.5\sqrt{f_c^*}$ en kg/cm²). Si no se conoce f_t^* se supondrá igual a $0.31\sqrt{f_c^*}$ en MPa ($\sqrt{f_c^*}$ en kg/cm²).

No son aplicables las fórmulas de peraltes mínimos que en elementos de peso normal permiten omitir el cálculo de deflexiones.

El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

12.2 Requisitos complementarios

El refuerzo por cambios volumétricos que se estipula en la sección 5.7 será obligatorio en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural, en metros, exceda de

$$\frac{2.35\bar{f}_t}{\sqrt{f_c'}} \quad (12.1)$$

$$\left(\frac{0.75\bar{f}_t}{\sqrt{f_c'}} \right)$$

y las cuantías requeridas en ese inciso se incrementará en la relación

$$\frac{0.63\sqrt{f_c'}}{\bar{f}_t} \quad (12.2)$$

$$\left(\frac{2\sqrt{f_c'}}{\bar{f}_t} \right)$$

f_c' y $\bar{f}_t$ en MPa (kg/cm²).

El esfuerzo $\bar{f}_t$ se define en la sección 1.5.1.3.

El refuerzo no se doblará con un radio menor que $\frac{f_y}{30\bar{f}_t}$ por el diámetro de la barra doblada ni menor que el que señale la respectiva Norma Mexicana de las indicadas en la sección 1.5.2, para la prueba de doblado.

Si se desconoce $\bar{f}_t$ se sustituirá por $0.38\sqrt{f_c'}$ en MPa ($1.2\sqrt{f_c'}$ en kg/cm²) en las expresiones de esta sección.

13. CONCRETO SIMPLE

13.1 Limitaciones

El uso del concreto simple con fines estructurales se limitará a:

- Miembros que estén apoyados sobre el suelo en forma continua, o soportados por otros miembros estructurales capaces de proporcionar apoyo vertical continuo;
- Miembros para los cuales la acción de arco origina compresiones bajo todas las condiciones de carga; o
- Muros y pedestales. No se permite el uso del concreto simple en columnas con fines estructurales.

13.2 Juntas

Se proporcionarán juntas de contracción o de aislamiento para dividir los miembros estructurales de concreto simple en elementos a flexión discontinuos. El tamaño de cada elemento limitará el incremento excesivo en los esfuerzos internos generados por las restricciones al movimiento originado por la deformación diferida, la contracción por secado, y los efectos de temperatura.

En la determinación del número y localización de las juntas de contracción o aislamiento se le dará atención a: influencia de las condiciones climáticas; selección y proporcionamiento de materiales; mezclado, colocación y curado del concreto; grado de restricción al movimiento; esfuerzos debidos a las cargas que actúan sobre el elemento; y técnicas de construcción.

13.3 Método de diseño

Los miembros de concreto simple se diseñarán para una resistencia adecuada de acuerdo con estas Normas, usando factores de carga y de resistencia.

La resistencia de diseño de miembros estructurales de concreto simple en flexión y carga axial se basarán en una relación esfuerzo-deformación lineal, tanto en tensión como en compresión.

No se transmitirá tensión a través de bordes externos, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de aislamiento de un elemento individual de concreto simple. No se supondrá continuidad en flexión debido a tensión entre elementos estructurales adyacentes de concreto simple.

Cuando se calcule la resistencia a flexión, carga axial y flexión combinadas, y cortante, en el diseño se considerará la sección transversal completa, con excepción de los elementos colados contra el suelo a los cuales se reducirá 50 mm al espesor total h .

13.4 Esfuerzos de diseño

Los esfuerzos calculados bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga), suponiendo comportamiento elástico no excederán a los valores siguientes, donde F_R vale 0.65 en todos los casos:

- a) Compresión por flexión

$$1.2 F_R f_c^* \quad (13.1)$$

- b) Tensión por flexión

- 1) concreto clase 1

$$0.53 F_R \sqrt{f_c^*}; \text{ si se usan MPa} \quad (13.2)$$

$$\left(1.7 F_R \sqrt{f_c^*}; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

- 2) concreto clase 2

$$0.38 F_R \sqrt{f_c^*}; \text{ si se usan MPa} \quad (13.3)$$

$$\left(1.2 F_R \sqrt{f_c^*}; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

- c) Compresión axial

$$0.7 F_R f_c^* \left[1 - \left(\frac{H'}{32h} \right)^2 \right] \quad (13.4)$$

- d) Cortante, como medida de la tensión diagonal en elementos angostos que trabajen en una dirección

$$0.06 F_R \sqrt{f_c^*}; \text{ si se usan MPa} \quad (13.5)$$

$$\left(0.2 F_R \sqrt{f_c^*}; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

- e) Cortante, como medida de la tensión diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la falla sea cónica y piramidal alrededor de la carga (γ es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor)

$$(0.5 + \gamma) 0.31 F_R \sqrt{f_c^*} \leq 0.31 F_R \sqrt{f_c^*};$$

si se usan MPa (13.6)

$$\left((0.5 + \gamma) F_R \sqrt{f_c^*} \leq F_R \sqrt{f_c^*}; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

14. CONSTRUCCIÓN

14.1 Cimbra

14.1.1 Disposiciones generales

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la colocación, compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos; y suficientemente estanca para evitar el escurrimiento del mortero. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

La cimbra para miembros de concreto presfuerzo deberá diseñarse y construirse de tal manera que permita el movimiento del elemento sin provocar daño durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo.

14.1.2 Descimbrado

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en el Título Sexto del Reglamento.

Los elementos de concreto presforzado deberán permanecer cimbrados hasta que la fuerza de presfuerzo haya sido aplicada y sea tal que, por lo menos, permita soportar el peso propio del elemento y las cargas adicionales que se tengan inmediatamente después del descimbrado.

14.2 Acero

14.2.1 Disposiciones generales

El acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial, después de un largo período de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos mecánicos en el acero dudoso.

Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasa, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto. A excepción del uso de recubrimientos epóxicos y lodos bentoníticos.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera de Corresponsable, permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 803 K [530 °C]) si no está tratado en frío, ni a más de 673 K (400 °C) en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben tratar de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletras y separadores, de resistencia, rigidez y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

14.2.2 Control en la obra

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere al cumplimiento de la respectiva Norma Mexicana.

Para cada tipo de barras (laminadas en caliente o torcidas en frío) se procederá como sigue:

De cada lote de 100 kN (10 toneladas) o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión y uno para ensaye de doblado, que no sean de los extremos de barras completas; las corrugaciones se podrán revisar en uno de dichos especímenes. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y sustituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayos. Éstos se realizarán de acuerdo con la norma NMX-B-172. Si algún espécimen no cumple con los requisitos de tensión especificados en la norma, se permitirá repetir la prueba como se señala en la misma norma.

En sustitución del control de obra, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente; en su caso, definirá la forma de revisar que se cumplan los requisitos adicionales para el acero, establecidos en el inciso 7.1.5.b.

14.2.3 Extensiones futuras

Todo el acero de refuerzo, así como las placas y, en general, todas las preparaciones metálicas que queden expuestas a la intemperie con el fin de realizar extensiones a la construcción en el futuro, deberán protegerse contra la corrosión y contra el ataque de agentes externos.

14.3 Concreto

14.3.1 Materiales componentes

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad necesarias.

La calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos o haya cambio de las fuentes de suministro. Esta verificación de calidad se realizará a

partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto. El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitir la garantía del fabricante del concreto de que los materiales fueron ensayados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, y que cumplen con los requisitos establecidos en la sección 14.3.1 y los que a continuación se indican. En cualquier caso podrá ordenar la verificación de la calidad de los materiales cuando lo juzgue procedente.

Los materiales pétreos, grava y arena, deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111, con las modificaciones y adiciones de la tabla 14.1.

Tabla 14.1 Requisitos adicionales para materiales pétreos

Propiedad	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Coeficiente volumétrico de la grava, mínimo	0.20	—
Material más fino que la malla F 0.075 (No. 200) en la arena, porcentaje máximo en peso (NMX-C-084).	15	15
Contracción lineal de los finos (pasan la malla No. 40) de la arena y la grava, en la proporción en que éstas intervienen en el concreto, a partir del límite líquido, porcentaje máximo.	2	3

En adición a la frecuencia de verificación estipulada para todos los materiales componentes al principio de esta sección, los requisitos especiales precedentes deberán verificarse cuando menos una vez por mes para el concreto clase 1.

Los límites correspondientes a estos requisitos especiales pueden modificarse si el fabricante del concreto demuestra, con pruebas realizadas en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con el requisito de módulo de elasticidad establecido en la sección 14.3.4.2. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en la verificación de estos requisitos para

los agregados específicamente considerados en dichas pruebas.

14.3.2 Elaboración del concreto

El concreto podrá ser dosificado en una planta central y transportado a la obra en camiones revoladores, o dosificado y mezclado en una planta central y transportado a la obra en camiones agitadores, o bien podrá ser elaborado directamente en la obra; en todos los casos deberá cumplir con los requisitos de elaboración que aquí se indican. La dosificación establecida no deberá alterarse, en especial, el contenido de agua.

El concreto clase 1, premezclado o hecho en obra, deberá ser elaborado en una planta de dosificación y mezclado de acuerdo con los requisitos de elaboración establecidos en la norma NMX-C-403.

El concreto clase 2, si es premezclado, deberá satisfacer los requisitos de elaboración de la norma NMX-C-155. Si es hecho en obra, podrá ser dosificado en peso o en volumen, pero deberá ser mezclado en una revolvedora mecánica, ya que no se permitirá la mezcla manual de concreto estructural.

14.3.3 Requisitos y control del concreto fresco

Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se realizarán al concreto muestreado en obra, con las frecuencias de la tabla 14.2 como mínimo.

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. El revenimiento nominal de los concretos no será mayor de 120 mm. Para permitir la colocación del concreto en condiciones difíciles, o para que pueda ser bombeado, se autoriza aumentar el revenimiento nominal hasta un máximo de 180 mm, mediante el uso de aditivo superfluidificante, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua. En tal caso, la verificación del revenimiento se realizará en la obra antes y después de incorporar el aditivo superfluidificante, comparando con los valores nominales de 120 y 180 mm, respectivamente. Las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras que ya incluyan dicho aditivo.

Tabla 14.2 Frecuencia mínima para toma de muestras de concreto fresco

Prueba y método	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Revenimiento (NMX-C-156-ONNCCE)	Una vez por cada entrega, si es premezclado.	Una vez por cada entrega, si es premezclado.
	Una vez por cada revoltura, si es hecho en obra.	Una vez por cada 5 revolturas, si es hecho en obra.
Peso volumétrico (NMX-C-162)	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m³ de concreto.	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 40 m³.

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá autorizar la incorporación del aditivo superfluidificante en la planta de premezclado para cumplir con revenimientos nominales mayores de 120 mm y estará facultado para inspeccionar tal operación en la planta cuando lo juzgue procedente.

Tabla 14.3 Tolerancias para revenimientos

Revenimiento nominal, mm	Tolerancia, mm
menor de 50	± 15
50 a 100	± 25
mayor de 100	± 35

Si el concreto es premezclado y se surte con un revenimiento nominal mayor de 120 mm, deberá ser entregado con un comprobante de incorporación del aditivo en planta; en la obra se medirá el revenimiento para compararlo con el nominal máximo de 180 mm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de revenimiento, su valor determinado deberá concordar con el nominal especificado, con las siguientes tolerancias:

Estas tolerancias también se aplican a los valores nominales máximos de 120 y 180 mm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de peso volumétrico en estado fresco o endurecido, su valor

determinado deberá ser mayor de 22 kN/m³ (2 200 kg/m³) para el concreto clase 1, y no menor de 19 kN/m³ (1 900 kg/m³) para el concreto clase 2.

14.3.4 Requisitos y control del concreto endurecido

14.3.4.1 Resistencia a compresión

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160 y NMX-C-83, en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

Cuando la mezcla de concreto se diseñe para obtener la resistencia especificada a 14 días, las pruebas anteriores se efectuarán a esta edad; de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

Para verificar la resistencia a compresión de concreto de las mismas características y nivel de resistencia, se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada 40 m³; sin embargo, si el concreto se emplea para el colado de columnas, se tomará por lo menos una muestra por cada 10 m³.

De cada muestra se elaborarán y ensayarán al menos dos cilindros; se entenderá por resistencia de una muestra el promedio de las resistencias de los cilindros que se elaboren de ella.

Para el concreto clase 1, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c' , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 3.5$ MPa ($f_c' - 35$ kg/cm²), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c' .

Para el concreto clase 2, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c' , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 5$ MPa ($f_c' - 50$ kg/cm²), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que $f_c' - 1.7$ MPa ($f_c' - 17$ kg/cm²).

Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a $f_c' - 1.3$ MPa ($f_c' - 13$ kg/cm²) para concretos clase 1, ni a $f_c' - 2.8$ MPa ($f_c' - 28$ kg/cm²), para clase 2, además de cumplir

con el respectivo requisito concerniente a las muestras tomadas una por una.

Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, tomará las medidas conducentes a garantizar la seguridad de la estructura. Estas medidas estarán basadas principalmente en el buen criterio de los responsables mencionados; como factores de juicio deben considerarse, entre otros, el tipo de elemento en que no se alcanzó el nivel de resistencia especificado, el monto del déficit de resistencia y el número de muestras o grupos de ellas que no cumplieron. En ocasiones debe revisarse el proyecto estructural a fin de considerar la posibilidad de que la resistencia que se obtuvo sea suficiente.

Si subsiste la duda sobre la seguridad de la estructura se podrán extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCEE, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

El concreto clase 1 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.85f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.75f_c'$. El

concreto clase 2 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.80f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.70f_c'$. Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el responsable en cuestión nuevamente debe decidir a su juicio y responsabilidad las medidas que han de tomarse. Puede optar por reforzar la estructura hasta lograr la resistencia necesaria, o recurrir a realizar pruebas de carga (artículo 185 del Reglamento) en elementos no destinados a resistir sismo, u ordenar la demolición de la zona de resistencia escasa, etc. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante en caso de que el concreto no cumpla con el requisito de resistencia.

14.3.4.2 Módulo de elasticidad

El concreto debe cumplir con el requisito de módulo de elasticidad especificado a continuación. (Debe cumplirse tanto el requisito relativo a una muestra cualquiera como el que se refiere a los conjuntos de dos muestras consecutivas).

Tabla 14.4 Requisitos para el módulo de elasticidad

	Módulo de elasticidad a 28 días de edad, MPa (kg/cm ²), mínimo.				
	Alta resistencia		Clase 1		Clase 2
	Caliza ¹	Basalto ¹	Caliza ¹	Basalto ¹	Andesita ¹
Una muestra cualquiera	$2\,700\sqrt{f_c'} + 8\,500$ ($8\,500\sqrt{f_c'} + 84\,800$)	$2\,700\sqrt{f_c'} + 3\,300$ ($8\,500\sqrt{f_c'} + 33\,200$)	$4\,000\sqrt{f_c'}$ ($12\,700\sqrt{f_c'}$)	$3\,100\sqrt{f_c'}$ ($9\,700\sqrt{f_c'}$)	$2\,200\sqrt{f_c'}$ ($7\,000\sqrt{f_c'}$)
Además, promedio de todos los conjuntos de dos muestras consecutivas.	$2\,700\sqrt{f_c'} + 10\,100$ ($8\,500\sqrt{f_c'} + 101\,100$)	$2\,700\sqrt{f_c'} + 4\,400$ ($8\,500\sqrt{f_c'} + 44\,100$)	$4\,300\sqrt{f_c'}$ ($13\,500\sqrt{f_c'}$)	$3\,300\sqrt{f_c'}$ ($10\,500\sqrt{f_c'}$)	$2\,300\sqrt{f_c'}$ ($7\,400\sqrt{f_c'}$)

¹ Agregado grueso

Para la verificación anterior se tomará una muestra por cada 100 metros cúbicos, o fracción, de concreto, pero no menos de dos en una cierta obra. De cada muestra se fabricarán y ensayarán al menos tres especímenes. Se

considerará como módulo de elasticidad de una muestra, el promedio de los módulos de los tres especímenes elaborados con ella. El módulo de elasticidad se determinará según la norma NMX-C-128.

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, no estará obligado a exigir la verificación del módulo de elasticidad; sin embargo, si a su criterio las condiciones de la obra lo justifican, podrá requerir su verificación, o la garantía escrita del fabricante de que el concreto cumple con él. En dado caso, la verificación se realizará en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. Cuando el concreto no cumpla con el requisito mencionado, el responsable de la obra evaluará las consecuencias de la falta de cumplimiento y determinará las medidas que deberán tomarse. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante por incumplimiento del requisito antedicho.

14.3.5 Transporte

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

14.3.6 Colocación y compactación

Antes de efectuar un colado deben limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se va a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.

El lugar en el que se colocará el concreto deberá cumplir con lo siguiente:

- a) Estar libre de material suelto como partículas de roca, polvo, clavos, tornillos, tuercas, basura, etc.;
- b) Los moldes que recibirán al concreto deben estar firmemente sujetos;
- c) Las superficies de mampostería que vayan a estar en contacto con el concreto deberán humedecerse previamente al colado;
- d) El acero de refuerzo deberá estar completamente limpio y adecuadamente colocado y sujeto; y
- e) No deberá existir agua en el lugar del colado, a menos que se hayan tomado las medidas necesarias para colar concreto en agua.

De ninguna manera se permitirá la colocación de concreto contaminado con materia orgánica.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado.

No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

14.3.7 Temperatura

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a 278 K (5 °C), se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

14.3.8 Morteros aplicados neumáticamente

El mortero aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de compacidad, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y húmeda.

14.3.9 Curado

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento ordinario y tres días si se empleó cemento de alta resistencia inicial. Estos lapsos se aumentarán si la temperatura desciende a menos de 278 K (5 °C); en este caso también se observará lo dispuesto en la sección 14.3.7.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en el párrafo anterior.

14.3.10 Juntas de colado

Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas y muros en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

14.3.11 Tuberías y ductos incluidos en el concreto

Con las excepciones indicadas en el párrafo que sigue, se permitirá la inclusión de tuberías y ductos en los elementos de concreto, siempre y cuando se prevean en el diseño estructural, sean de material no perjudicial para el concreto

y sean aprobados por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable.

No se permitirá la inclusión de tuberías y ductos de aluminio en elementos de concreto, a menos que se tengan cubiertas o protecciones especiales para evitar la reacción aluminio-concreto y la reacción electrolítica entre aluminio y acero de refuerzo. No se permitirá la inclusión de tuberías y ductos longitudinales en columnas y en elementos de refuerzo en los extremos de muros.

Las tuberías y los ductos incluidos en los elementos no deberán afectar significativamente la resistencia de dichos elementos ni de la construcción en general. Asimismo, no deberán impedir que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

Excepto cuando se haya establecido en los planos o haya sido aprobado por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, las tuberías y los ductos incluidos en losas, muros y trabes de concreto deberán cumplir con lo siguiente:

- a) El diámetro exterior no será mayor que $1/3$ del espesor de la losa o del ancho del muro y de la trabe;
- b) Estarán colocados con una separación, medida centro a centro, mayor que 3 veces el diámetro de los ductos; y
- c) No deberán afectar significativamente la resistencia estructural de los elementos de concreto.

Las tuberías y los ductos deberán diseñarse para resistir los efectos del concreto, la presión y la temperatura a la que estarán expuestos al quedar incluidos en el concreto.

Las tuberías no deberán contener líquidos, gas, vapor ni agua a altas temperaturas ni a altas presiones, hasta que el concreto haya alcanzado completamente la resistencia de diseño.

En losas, las tuberías y los ductos deberán quedar incluidos entre el acero de refuerzo inferior y superior, a menos que sean para captar agua o materiales exteriores.

El recubrimiento mínimo para tuberías y ductos no será menor que 40 mm para elementos expuestos a la intemperie o en contacto con el terreno, ni menor que 20 mm para elementos no expuestos a la intemperie y que no están en contacto con el terreno.

Las tuberías y ductos deberán construirse y colocarse de tal manera que no se requiera cortar, doblar, ni mover de su posición original el acero de refuerzo.

14.4 Requisitos complementarios para concreto presforzado

14.4.1 Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento portland y agua, o de cemento portland, arena y agua. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en lo señalado en alguno de los dos incisos siguientes:

- a) Resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección; o
- b) Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables.

El contenido del agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor de 0.50 con relación al cementante, en peso.

La lechada debe mezclarse con equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe cribarse y debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, debe ser mayor de 275 K (2 °C), y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 50 mm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a 5.5 MPa (55 kg/cm²). Las características de la lechada se determinarán de acuerdo con la norma NMX-C-061.

Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 303 K (30 °C).

14.4.2 Tendones de presfuerzo

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

14.4.3 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Debe determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor de 5 por ciento entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo se usarán las curvas medias fuerza-alargamiento de los tendones empleados.

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deben definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto.

La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no debe exceder de 2 por ciento del presfuerzo total.

14.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, etc., deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos del sismo y viento, así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones.

Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados se mantengan correctamente en su posición, mientras adquieren resistencia las conexiones coladas en el lugar.

14.6 Tolerancias

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto ajustado como se especifica en el Título Séptimo del Reglamento.

- a) Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las del proyecto en más de $10 \text{ mm} + 0.05X$, siendo X la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto en más de $3 \text{ mm} + 0.03X$.
- b) El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de $5 \text{ mm} + 0.05t$, siendo t el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de $3 \text{ mm} + 0.03t$.

- c) En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de un centímetro. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.
- d) La tolerancia en desplomo de una columna será de 5 mm más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.
- e) El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 5 mm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.
- f) La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de 10 mm más dos por ciento del ancho de la viga.
- g) El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.
- h) En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de 30 mm, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.
- i) La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuatro por ciento.
- j) La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de $10 \text{ mm} + 0.01L$ de la señalada en el proyecto, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 10 mm.
- k) La posición de refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo, d , en más de $3 \text{ mm} + 0.03d$ ni reduzca el recubrimiento en más de 5 mm. En columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso.
- l) Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las del proyecto en más de $10 \text{ mm} + 0.05X$, siendo X la dimensión en la dirección en que se

considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $3 \text{ mm} + 0.03x$.

- m) La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.
- n) Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a trabes en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto, o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable; estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



000

... Ingeniería de Civil

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS CA 88

TEMA

PROPUESTA DE NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA
DEL 30 DE MAYO AL 03 DE JUNIO DE 2005
PALACIO DE MINERÍA**

ÍNDICE

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	2
---	---

NOTACIÓN.....	2
---------------	---

1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO	2
1.1 Propósito.....	2
1.2 Condiciones de análisis y diseño.....	2
1.3 Muros divisorios, de fachada y de colindancia.....	3
1.3.1 Muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales....	3
1.3.2 Muros que no contribuyan a resistir fuerzas laterales.....	3
1.4 Zonificación.....	3
1.5 Coeficiente sísmico.....	3
1.6 Reducción de fuerzas sísmicas.....	3
1.7 Combinación de acciones	5
1.8 Revisión de desplazamientos laterales	5
1.9 Holguras en vidrios.....	5
1.10 Separación de edificios colindantes	5
1.11 Estructuras especiales	5
1.12 Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica.....	6
2. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS.....	6
2.1 Método simplificado de análisis.....	6
2.2 Análisis estático y dinámico	6
3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO.....	6
4. REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS Y DESPLAZAMIENTOS	7
4.1 Factor de reducción	7
5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO	7
5.1 Requisitos para $Q = 4$	7
5.2 Requisitos para $Q = 3$	8
5.3 Requisitos para $Q = 2$	8
5.4 Requisitos para $Q = 1.5$	8
5.5 Requisitos para $Q = 1$	8

6. CONDICIONES DE REGULARIDAD	8
6.1 Estructura regular	8
6.2 Estructura irregular	9
6.3 Estructura fuertemente irregular	9
6.4 Corrección por irregularidad	9
7. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS	9
8. ANÁLISIS ESTÁTICO	9
8.1 Fuerzas cortantes	9
8.2 Reducción de las fuerzas cortantes.....	10
8.3 Péndulos invertidos	10
8.4 Apéndices y diafragmas.....	10
8.5 Efectos de torsión	10
8.6 Efectos de segundo orden	11
8.7 Efectos bidireccionales.....	11
8.8 Comportamiento asimétrico.....	11
9. ANÁLISIS DINÁMICO	11
9.1 Análisis modal	11
9.2 Análisis paso a paso	12
9.3 Revisión por cortante basal	12
9.4 Efectos bidireccionales.....	12
10. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS	12
10.1 Tanques, péndulos invertidos y chimeneas	12
10.2 Muros de contención	12
11. ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	12
APÉNDICE NORMATIVO A.....	13
A.1 Alcance.....	13
A.2 Notación adicional.....	13
A.3 Espectros para diseño sísmico.....	14
A.4 Revisión de desplazamientos laterales.....	15
A.5 Tipo de análisis	15
A.6 Interacción suelo-estructura	16
A.6.1 Análisis estático	16
A.6.2 Análisis dinámico modal.....	17
A.6.3 Periodo y amortiguamiento efectivos.....	17
A.6.4 Rigideces y amortiguamientos de la cimentación	17

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

NOTACIÓN

Cada símbolo empleado en estas Normas se define donde aparece por primera vez.

- a ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad
- a_0 valor de a que corresponde a $T = 0$
- B_v base del tablero de vidrio
- b dimensión de la planta del entrepiso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección de análisis
- c coeficiente sísmico
- c' factor por el que se multiplican los pesos de los apéndices a la altura de desplante
- d diferencia en valores de los cocientes a/Q' , expresados como fracción de la gravedad, que sería necesario aplicar en cada uno de los dos sentidos opuestos de una dirección dada, para que la estructura fallara o fluyera plásticamente
- e_t excentricidad torsional
- F_{AE} factor de área efectiva de muros de carga
- F_i fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel
- f inclinación de una estructura con respecto a la vertical, dividida entre su altura
- g aceleración de la gravedad
- H altura de un entrepiso
- H_v altura de un tablero de vidrio
- h altura, sobre el terreno, de la masa para la que se calcula una fuerza horizontal
- k_1, k_2 variables para el cálculo de fuerzas laterales con el método estático
- L longitud de un muro
- Q factor de comportamiento sísmico, independiente de T
- Q' factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural
- $q = (T_b/T)^\gamma$
- r exponente en las expresiones para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño
- r_0 radio de giro de la masa en péndulos invertidos
- S respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales
- S_i respuesta de la estructura en el modo natural de vibración i
- T periodo natural de vibración de la estructura

- T_a, T_b periodos característicos de los espectros de diseño
- u giro del extremo superior del elemento resistente de péndulos invertidos
- V fuerza cortante horizontal en el nivel que se analiza
- V_0 fuerza cortante horizontal en la base de la construcción
- W peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones
- $[W]$ matriz de pesos de las masas de las estructuras
- W_{ei} peso modal efectivo del modo i -ésimo
- W_i peso de la i -ésima masa
- W_0 valor de W en la base de la estructura
- x desplazamiento lateral del extremo superior del elemento resistente en péndulos invertidos
- x_i desplazamiento lateral del nivel i relativo a la base de la estructura
- Δ desplazamiento lateral relativo entre dos niveles
- $\{\Phi_i\}$ vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura

1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

1.1 Propósito

Los requisitos de estas Normas tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

El Director Responsable de Obra, de acuerdo con el propietario, puede decidir que se diseñe el edificio para que satisfaga requisitos más conservadores que los aquí establecidos, con el fin de reducir la posibilidad de pérdidas económicas en la construcción a cambio de una inversión inicial mayor.

1.2 Condiciones de análisis y diseño

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo

especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan, según los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos, que describen los Capítulos 7 a 9, respectivamente, con las limitaciones que se establecen en el Capítulo 2. Además, para estructuras ubicadas en las zonas II y III será factible aplicar el método de análisis del Apéndice Normativo A.

En el análisis se tendrá en cuenta la contribución a la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos geométricos de segundo orden, entendidos éstos últimos como los que producen las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura deformada por la acción de dichas fuerzas y de las laterales.

Se verificará que la estructura y su cimentación no rebasen ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere el Reglamento.

Para el diseño de todo muro, columna o contraviento que contribuya en más del 35 por ciento a la resistencia total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptarán factores de resistencia 20 por ciento inferiores a los que le corresponderían de acuerdo con las Normas correspondientes.

1.3 Muros divisorios, de fachada y de colindancia

Tratándose de muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia, se deberá observar lo dispuesto en las secciones siguientes.

1.3.1 Muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales

Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dadas en todo el perímetro del muro, su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las Normas correspondientes. Los castillos y dadas de estos muros, a su vez estarán ligados a los marcos. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y, en su caso, las torsiones que induzcan los muros en ellas. Se verificará, asimismo, que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones.

1.3.2 Muros que no contribuyan a resistir fuerzas laterales

Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan la deformación de ésta en el plano del muro, pero a la vez que se impida el volteo de estos muros en dirección normal a su plano. Preferentemente estos muros serán de materiales flexibles.

1.4 Zonificación

Para los efectos de estas Normas se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el Artículo 179 del Reglamento. Adicionalmente, la zona III se dividirá en cuatro subzonas (III_a, III_b, III_c y III_d), según se indica en la figura 1.1.

1.5 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico, C , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_o , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_o .

Con este fin se tomará como base o desplante de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el Artículo 148 del Reglamento se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas III_a y III_c, 0.45 en la III_b y 0.30 en la III_d (ver tabla 3.1), a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fija el Capítulo 7 (tabla 7.1). Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

1.6 Reducción de fuerzas sísmicas

Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas calculadas podrán reducirse con fines de diseño empleando para ello los criterios que fija el Capítulo 4, en función de las características estructurales y del terreno.

Los coeficientes que se especifican para la aplicación del método simplificado de análisis toman en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados; por ello, las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

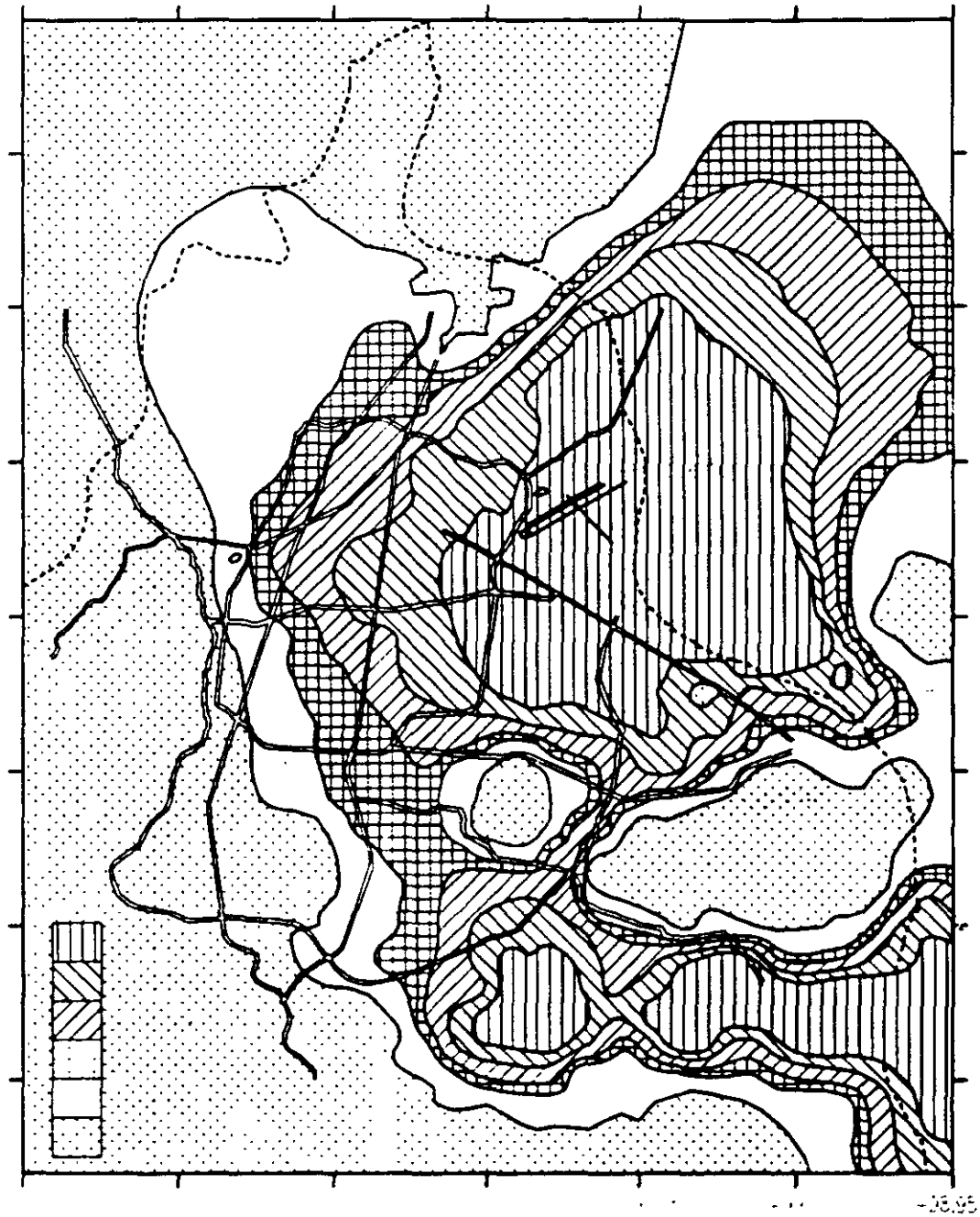


Figura 1.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo

1.7 Combinación de acciones

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los que correspondan a otras solicitaciones y afectados del factor de carga correspondiente, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.8 Revisión de desplazamientos laterales

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en los Capítulos 8 y 9 y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección 1.6, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el Capítulo 4, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q . Este mismo desplazamiento se empleará para la revisión del cumplimiento de los requisitos de holguras de vidrios y de separación de edificios colindantes de las secciones 1.9 y 1.10, respectivamente.

Cuando se aplique el método de análisis del Apéndice Normativo A, se observarán los límites que ahí se establecen para los desplazamientos.

Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los debidos a la flexión de conjunto de la estructura.

En edificios en que la resistencia sísmica sea proporcionada esencialmente por sistemas de losas planas y columnas, no se excederá en ningún caso el límite de 0.006, calculado como se indica en el párrafo inicial de esta sección.

Para edificios estructurados con muros de carga de mampostería se observarán los límites fijados en las Normas correspondientes.

1.9 Holguras en vidrios

En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en sus marcos o la liga de éstos con la estructura, serán tales que las deformaciones de esta no afecten a los vidrios. La holgura que debe dejarse entre vidrios y marcos o entre éstos y la estructura no será menor que el desplazamiento relativo entre los extremos del tablero

o marco, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre $1+H_v/B_v$, donde B_v es la base del tablero o marco y H_v su altura.

1.10 Separación de edificios colindantes

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate, aumentado en 0.001, 0.003 ó 0.006 veces la altura de dicho nivel sobre el terreno, en las zonas I, II ó III, respectivamente. En este caso deben incluirse los desplazamientos debidos a la flexión de conjunto de la estructura.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor de la suma de las requeridas para cada una, según esta sección. Sólo será admisible dejar la separación requerida para la construcción nueva, cuando se tomen precauciones que, a satisfacción de la Administración, garanticen evitar daños por el posible contacto entre las dos construcciones durante un sismo.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 50 mm, ni menor que la altura del nivel sobre el terreno, multiplicada por 0.007, 0.009 ó 0.012, según que la edificación se halle en las zonas I, II ó III, respectivamente.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno, de acuerdo con los párrafos precedentes.

Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además, las losas coinciden a la misma altura, en todos los niveles. En los planos arquitectónicos y en los estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material. Si se usan tapajuntas, éstas deben permitir los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicularmente a él.

1.11 Estructuras especiales

El análisis y diseño estructurales de puentes, tanques, chimeneas, silos, muros de contención y otras construcciones que no sean edificios, así como de construcciones industriales complejas, se harán de acuerdo con lo que marca el Capítulo 10 de estas Normas y, en los

aspectos no cubiertos por las mismas, se harán de manera congruente con ellas, previa aprobación de la Administración.

1.12 Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica

Cuando la estructura se aísle sísmicamente en su base, o se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran, a satisfacción de la Administración, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan.

2. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que se describen en los Capítulos 7 a 9 o en el apéndice normativo A, con las limitaciones que se establecen a continuación.

2.1 Método simplificado de análisis

El método simplificado a que se refiere el Capítulo 7 será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_t , no exceda del diez por ciento de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad, b . La excentricidad torsional e_t podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor F_{AE} , que está dado por

$$F_{AE} = 1, \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \quad (2.1)$$

donde H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro.

Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales, o de madera; en este último caso estarán armistrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes.

- La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio que marca el Capítulo 7.
- La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

2.2 Análisis estático y dinámico

Los métodos dinámicos del Capítulo 9 pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Puede utilizarse el método estático del Capítulo 8 para analizar estructuras regulares, según se define en el Capítulo 6, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II ó III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el Apéndice Normativo A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Capítulo 9, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}, \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b \quad (3.1)$$

donde

$$q = (T_b/T)^r \quad (3.2)$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a_0	T_a ¹	T_b ¹	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2

¹ Periodos en segundos

4. REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS Y DESPLAZAMIENTOS

4.1 Factor de reducción

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el Capítulo 9, se empleará un factor de reducción Q^* que se calculará como sigue

$$Q^* = Q, \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q^* = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a \quad (4.1)$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T_a es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el Capítulo 3, Q es el factor de comportamiento sísmico que se define en el Capítulo 5.

Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de acuerdo con el Capítulo 6, el valor de Q^* se corregirá como se indica en dicho Capítulo

5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , a que se refiere el Capítulo 4, se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados

5.1 Requisitos para $Q = 4$

Se usará $Q = 4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

5.2 Requisitos para $Q = 3$

Se usará $Q = 3$ cuando se satisfacen las condiciones 5.1 b y 5.1 d ó 5.1 e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1 a ó 5.1 c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

5.3 Requisitos para $Q = 2$

Se usará $Q = 2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

5.4 Requisitos para $Q = 1.5$

Se usará $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de las secciones 5.2 y 5.3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

5.5 Requisitos para $Q = 1$

Se usará $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

6. CONDICIONES DE REGULARIDAD

6.1 Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos.

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que

110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- 10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_t , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

6.2 Estructura irregular

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de la sección 6.1 será considerada irregular.

6.3 Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_t , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

6.4 Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q' , definido en la sección 4.1, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección 6.1, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 6.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

7. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos indicados en la sección 2.1. Se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho entrepiso, calculada según se especifica en la sección 8.1, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla 7.1 para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

Tabla 7.1 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondientes a estructuras del grupo B

Zona	Muros de concreto o de mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas		
	Altura de construcción, m			Altura de construcción, m		
	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

Para muros de madera, se aplicarán los criterios establecidos en las Normas correspondientes. Para muros de otros materiales y sistemas constructivos, deberán justificarse a satisfacción de la Administración los coeficientes sísmicos que correspondan, con base en la evidencia experimental y analítica sobre su comportamiento ante cargas laterales alternadas.

8. ANÁLISIS ESTÁTICO

8.1 Fuerzas cortantes

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos establecidos en la sección 2.2. Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las

deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_o, W_o sea igual a c/Q' pero no menor que a_o , donde a_o es la ordenada espectral que corresponde a $T=0$ y c el coeficiente sísmico, que se consignan en la tabla 3.1.

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_i , resulta ser

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (8.1)$$

donde

W_i peso de la i -ésima masa; y

h_i altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

8.2. Reducción de las fuerzas cortantes.

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según la sección anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente.

- a) El periodo fundamental de vibración, T , se tomará igual a

$$2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \quad (8.2)$$

donde x_i es el desplazamiento del nivel i , relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza, g la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a todos los niveles.

- b) Si T es menor o igual que T_h se procederá como en la sección 8.1, pero de tal manera que la relación V_o, W_o sea igual a a/Q' , calculándose a y Q' como se especifica, respectivamente, en los Capítulos 4 y 5.
- c) Si T es mayor que T_h , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q'} \quad (8.3)$$

donde

$$k_1 = [1 - 0.5r(1-q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (8.4)$$

$$k_2 = 0.75r(1-q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (8.5)$$

q se calcula con la ec. 3.2. El valor de a no se tomará menor que a_o .

8.3 Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada, se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas a su giro con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es

$$1.5F_i r_o^2 u/x \quad (8.6)$$

donde

r_o radio de giro de la masa con respecto al eje horizontal en cuestión, y

u y x giro y desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral F_i .

8.4 Apéndices y diafragmas

Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá que sobre el elemento en cuestión actúa la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por

$$1 + \frac{c'}{a_o} \quad (8.7)$$

donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas y diafragmas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

8.5 Efectos de torsión

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_t , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la

excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b; \text{ o } e_s - 0.1b \quad (8.8)$$

donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico Q especificado en el Capítulo 5 sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de $0.2b$

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa

8.6 Efectos de segundo orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse si en algún entrepiso no se cumple la condición

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{F}{W} \quad (8.9)$$

donde

Δ desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado;

H altura del entrepiso,

F fuerza cortante calculada en el entrepiso, y

W peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

Los desplazamientos Δ se calculan multiplicando por Q los causados por las fuerzas sísmicas reducidas

8.7 Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el

30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

8.8 Comportamiento asimétrico

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza-deformación difieran en sentidos opuestos, se dividirán los factores de resistencia que corresponden según las Normas respectivas, entre el siguiente valor

$$1 + 2.5dQ \quad (8.10)$$

donde d es la diferencia en los valores de a/Q , expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido de la dirección de análisis.

9. ANÁLISIS DINÁMICO

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a sismos específicos.

9.1 Análisis modal

Cuando en el análisis modal se desprecie el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles.

Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinarán como

$$W_{ei} = \frac{(\{\phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}} \quad (9.1)$$

donde $\{\phi_i\}$ es el vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura, $[W]$ la matriz de pesos de las masas de la estructura y $\{J\}$ un vector formado con "unos" en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y "ceros" en las otras posiciones.

El efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en el Capítulo 3, reducidas como se establece en el Capítulo 4

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (9.2)$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados, y multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q , se utilizarán para determinar efectos de segundo orden y para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos en la sección 1.8

9.2 Análisis paso a paso

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan estas Normas, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

9.3 Revisión por cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_o es menor que

$$0.8 a \frac{W_o}{Q} \quad (9.3)$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_o iguale a este valor, a y Q se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, como se indica en los Capítulos 3 y 4

9.4 Efectos bidireccionales

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico en la sección 8.7. Igualmente aplicables son las demás disposiciones del Capítulo 8 en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala el presente Capítulo.

10. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS

Las presentes Normas sólo son aplicables en su integridad a edificios. Tratándose de otras estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados al tipo de estructura en cuestión siempre que tales métodos respeten las disposiciones del presente Capítulo, sean congruentes con estas Normas y reciban la aprobación de la Administración.

10.1 Tanques, péndulos invertidos y chimeneas

En el diseño de tanques, péndulos invertidos y chimeneas, las fuerzas internas debidas al movimiento del terreno en cada una de las direcciones en que se analice, se combinarán con el 50 por ciento de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a ella, tomando estas últimas con el signo que para cada elemento estructural resulte más desfavorable.

En el diseño de tanques deberán tenerse en cuenta las presiones hidrostáticas y las hidrodinámicas del líquido almacenado, así como los momentos que obren en el fondo del recipiente.

10.2 Muros de contención

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de contención, debidos a la acción de los sismos, se valorarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a $4a_o/3$ veces la gravedad. Podrán, asimismo, emplearse procedimientos diferentes siempre que sean previamente aprobados por la Administración.

11. ESTRUCTURAS EXISTENTES

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del factor de comportamiento sísmico Q

que, en los términos del Capítulo 5, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique, a satisfacción de la Administración, la adopción de un valor mayor que este.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por $1+10f$ cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por $1+5Qf$ cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo f el desplomo de la construcción dividido entre su altura. Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación.

Cuando se refuerce una construcción del grupo B con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de Q que corresponden a estos elementos, siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50 por ciento de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse que los sistemas de piso tienen la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse y/o rigidizarse los sistemas de piso para lograrlo.

APÉNDICE NORMATIVO A

A.1 Alcance

Para el diseño sísmico de estructuras ubicadas en las zonas II y III será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura. Cuando así se proceda se aplicaran al cuerpo principal de las presentes Normas las disposiciones que contiene este Apéndice. En todos los aspectos que no cubre el Apéndice son aplicables las demás disposiciones de las Normas.

A.2 Notación adicional

Se emplean en este Apéndice símbolos adicionales o con diferente significado a los empleados en el cuerpo principal de estas Normas. Cada símbolo se define donde aparece por primera vez, siendo los más importantes los siguientes:

A área de la superficie neta de cimentación

a_{min} resistencia mínima de diseño

C_r amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación

C_{v1} amortiguamiento del pilote o zapata 1 en traslación vertical

C_x amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal de la cimentación

C_{x1} amortiguamiento del pilote 1 en traslación horizontal

D profundidad de desplante de la cimentación

d diámetro del pilote

E_p módulo de elasticidad del material del pilote

E_s módulo de elasticidad del suelo

G el módulo de rigidez medio del suelo de soporte

H_e altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental

H_f profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés

I momento de inercia de la superficie neta de cimentación

K_r rigidez del suelo en el modo de rotación de la cimentación

K_{v1} rigidez del pilote o zapata 1 en traslación vertical

K_x rigidez del suelo en el modo de traslación horizontal de la cimentación

K_{x1} rigidez del pilote 1 en traslación horizontal

k variable para calcular el factor de reducción por ductilidad

L longitud del pilote

p variable usada para el cálculo de α y de Q'

R factor de reducción por sobrerresistencia

R_r radio del círculo equivalente a la superficie de desplante para el modo de rotación

R_t radio del círculo equivalente a la superficie de desplante para el modo de traslación

T_e periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza

$\tilde{T}_e$ periodo efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección de análisis

T_s periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés

$V_{o,1}$ fuerza cortante basal de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza

$\tilde{V}_{o,1}$ fuerza cortante basal de la estructura corregida por interacción con el suelo, en la dirección que se analiza

- X_i desplazamiento lateral del i -ésimo nivel de la estructura supuesta con base rígida
- $\tilde{X}_i$ desplazamiento lateral del i -ésimo nivel de la estructura corregido por interacción con el suelo
- x_i distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata o pilote i y el eje centroidal de la planta de cimentación
- W_e peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental
- β factor reductivo por amortiguamiento suplementario, debido a la interacción suelo-estructura
- γ peso volumétrico medio del suelo
- ζ amortiguamiento hysterético del suelo
- ζ_e fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza
- $\tilde{\zeta}_e$ amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección de análisis
- ζ_r coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación
- ζ_t coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de translación
- λ variable para el cálculo de β
- ν relación de Poisson del suelo
- ω frecuencia

A.3 Espectros para diseño sísmico

Cuando se apliquen los métodos estático o dinámico modal estipulados en los Capítulos 8 y 9, respectivamente, será admisible considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno, T_s . Para ello, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_u}; & \text{si } T < T_u \\ \beta c; & \text{si } T_u \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

donde

$$p = k + (1-k)(T_b/T)^2; \text{ y}$$

β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

El coeficiente de aceleración del terreno, a_o , el coeficiente sísmico c , el coeficiente k y los periodos característicos T_u y T_b del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.2})$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

$$T_u = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.4})$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.5})$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

El valor de T_s se tomará de la figura A.1 o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés.

Para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas con la ec. A.1 podrán ser reducidas por los factores de ductilidad, Q' , y de sobrerresistencia, R , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_u}; & \text{si } T \leq T_u \\ 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}}; & \text{si } T_u < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (\text{A.7})$$

donde

Q es el factor de comportamiento sísmico que se fija en el Capítulo 5.

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} & \text{si } T \leq T_a \\ 2 & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (\text{A.8})$$

Si del análisis se encuentra que en la dirección que se considera, la fuerza cortante V_o es menor que $a_{min} W_o$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale a ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. a_{min} se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 1$ s o 0.05 cuando $T_s \geq 1$ s.

Las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores son para las estructuras del grupo B, y habrán de multiplicarse por 1.5 para las estructuras del grupo A.

A.4 Revisión de desplazamientos laterales

Se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor $Q^*R/7$, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones, en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de Q^* y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.
- Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.1 para los distintos sistemas estructurales. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de la estructura. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección 1.10, así como para

el cálculo de los efectos de segundo orden según la sección 8.6.

Tabla A.1 Distorsiones permisibles de entrepiso

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q = 3$ ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero ($Q = 3$ ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ($Q = 1$ ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto ($Q = 3$)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q = 1$ ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

A.5 Tipo de análisis

Se aceptarán como métodos de análisis el estático y el dinámico modal que se describen en los Capítulos 8 y 9, respectivamente. El análisis estático será aplicable siempre que se tenga en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura y con las limitaciones

establecidas en la sección 2.2, junto con las siguientes consideraciones:

- a) Si T es menor o igual a T_b , cada una de las fuerzas laterales se tomará como

$$F_i = W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} a \quad (\text{A.9})$$

donde W_i y h_i son el peso y la altura del i -ésimo nivel sobre el terreno, respectivamente.

- b) Si T es mayor que T_b , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) a \quad (\text{A.10})$$

siendo k_1 y k_2 los coeficientes especificados en la sección 8.2.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales reducidas con fines de diseño especificadas en la sección A.3.

A.6 Interacción suelo-estructura

Los efectos de interacción suelo-estructura se tomarán en cuenta aplicando las modificaciones que contiene la presente sección. Estos efectos pueden despreciarse cuando se cumpla la condición

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \quad (\text{A.11})$$

donde

H_s profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, que se tomará de la figura A.2.

H_e altura efectiva de la estructura; y

T_e periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable

Cuando se utilice el método estático, H_e se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a la altura total; cuando se emplee el análisis dinámico modal, será igual a

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (\text{A.12})$$

donde ϕ_i es la amplitud del desplazamiento modal del i -ésimo nivel sobre el desplante

A.6.1 Análisis estático

La fuerza cortante basal de la estructura en la dirección de análisis, corregida por interacción con el suelo, se calculará con la expresión

$$\tilde{V}_o = a W_o - (a - \tilde{a}) W_e \quad (\text{A.13})$$

donde

W_o peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas;

W_e peso efectivo de la estructura que se tomará como $0.7 W_o$, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a W_o ;

a ordenada espectral para el periodo fundamental de la estructura con base rígida, usando $\beta = 1$; y

$\tilde{a}$ ordenada espectral para el periodo efectivo del sistema suelo-estructura, $\tilde{T}_e$, usando

$$\beta = \left(\frac{\tilde{\zeta}_e}{\zeta_e} \right)^\lambda ; \quad \text{para } \tilde{T}_e \leq T_b$$

$$\beta = 1 + \left[\left(\frac{\tilde{\zeta}_e}{\zeta_e} \right)^\lambda - 1 \right] \frac{T_b}{\tilde{T}_e} ; \quad \text{para } \tilde{T}_e > T_b \quad (\text{A.14})$$

donde $\lambda = 0.5$ y 0.6 para las zonas II y III, respectivamente.

Además, $\tilde{\zeta}_e$ es el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura, el cual no se tomará menor que 0.05 ni mayor que 0.08; en tanto que ζ_e es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, la cual se tomará igual a 0.05. Los valores de $\tilde{T}_e$ y $\tilde{\zeta}_e$ se calculan como se indica en la sección A.6.3.

Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor $\tilde{V}_o / V_o$ para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_o = a W_o$ la fuerza cortante basal de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ninguna situación se tomará menor que 0.75.

Los desplazamientos laterales de la estructura en la dirección de análisis, corregidos por interacción con el suelo, se determinarán con la expresión

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left[X_i + (h_i + D) \frac{M_o}{K_r} \right] \quad (\text{A.15})$$

donde

M_o momento de volteo en la base de la cimentación;

X_i desplazamiento lateral del i -ésimo nivel de la estructura con base rígida, calculados usando las fuerzas sísmicas sin modificar por interacción,

D profundidad de desplante; y

K_r rigidez de rotación de la cimentación, que se calcula como se indica en la sección A.6.4.

Estos desplazamientos deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden y la revisión del estado límite por choques con estructuras adyacentes.

A.6.2 Análisis dinámico modal

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción con el suelo, se calculará con la expresión

$$\tilde{V}_1 = \tilde{a} W_e \quad (\text{A.16})$$

donde $\tilde{a}$ se obtiene como se indica en relación con el análisis estático y W_e como

$$W_e = \frac{(\sum W_i \phi_i)^2}{\sum W_i \phi_i^2} \quad (\text{A.17})$$

Los efectos de interacción se tendrán en cuenta sólo en el modo fundamental de vibración; la contribución de los modos superiores se determinará como se establece para estructuras sin interacción. Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor $\tilde{V}_1/V_1$ para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_1 = a W_e$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ningún caso se tomara menor que 0.75. Los desplazamientos laterales modificados por efectos de interacción se calcularán como se especifica en relación con el análisis estático. Las respuestas modales se combinarán con criterios similares a los establecidos para estructuras sin interacción, a fin de obtener la respuesta total.

A.6.3 Periodo y amortiguamiento efectivos

El periodo efectivo del sistema acoplado suelo-estructura se determinará de acuerdo con la expresión

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_t^2 + T_r^2} \quad (\text{A.18})$$

donde

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (\text{A.19})$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}} \quad (\text{A.20})$$

son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente. Los parámetros K_x y K_r representan las rigideces de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura: K_x es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario del cimiento, y K_r es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria del cimiento. Los valores de estos resortes elásticos se obtendrán de la tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la sección A.6.4.

El amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo-estructura se determinará según la expresión

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_t}{1 + 2\zeta_t^2} \left(\frac{T_t}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (\text{A.21})$$

donde

$$\zeta_t = \frac{\pi C_t}{\tilde{T}_e K_x} \quad (\text{A.22})$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (\text{A.23})$$

son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros C_t y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad unitaria del cimiento en traslación horizontal y rotación, respectivamente. Los valores de estos amortiguadores viscosos se obtendrán de la tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la sección A.6.4.

A.6.4 Rigideces y amortiguamientos de la cimentación

Los resortes y amortiguadores que se usan en sustitución del suelo dependen de las propiedades del subsuelo, pero también de las características de la cimentación y de la frecuencia de excitación. Como una aproximación será válido calcular estos parámetros para la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida, $\omega = 2\pi/T_e$, siguiendo los criterios que aquí se detallan. Pueden emplearse métodos alternos basados en principios

establecidos y resultados conocidos de la dinámica de cimentaciones.

Para estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cajón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se obtendrán considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos de traslación y rotación están dados respectivamente por las siguientes expresiones:

$$R_v = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (\text{A.24})$$

$$R_r = \sqrt{\frac{4I}{\pi}} \quad (\text{A.25})$$

donde

A área de la superficie neta de cimentación; e

I momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección en que se analiza la estructura

Tratándose de estructuras suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, o sobre zapatas aisladas, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se determinarán sumando las contribuciones de las zapatas individuales, mediante las siguientes formulas:

$$K_v = \sum K_{vi} \quad (\text{A.26})$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{vi} \quad (\text{A.27})$$

$$C_v = \sum C_{vi} \quad (\text{A.28})$$

$$C_r = \sum x_i^2 C_{vi} \quad (\text{A.29})$$

en las que el índice i denota valores correspondientes a la i -ésima zapata, los parámetros K_{vi} y C_{vi} representan la rigidez y el amortiguamiento de la zapata en traslación vertical, respectivamente, y x_i es la distancia en la dirección

de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación. Las rigideces y amortiguamientos de las zapatas individuales se obtendrán usando el valor de R_x que corresponda a la zapata en cuestión

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de fricción, su influencia en las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se considerará evaluando las rigideces K_{xi} y K_{vi} , y los amortiguamientos C_{xi} y C_{vi} de los pilotes individuales, y combinando estos parámetros con criterios similares a los especificados para el caso de zapatas. En cimentaciones mixtas se sumará la contribución de la losa de cimentación. Será permisible tener en cuenta el efecto de grupos de pilotes usando factores de interacción estática.

Para estructuras cimentadas sobre pilotes de punta o pilas en la zona II se supondrá K_r infinita. Cuando se empleen pilotes de punta en estructuras ubicadas en la zona III, su influencia en el valor de K_r se considerará usando la siguiente expresión, en la que K_{vi} es la rigidez axial del i -ésimo pilote calculada como si su punta no se desplazara verticalmente:

$$K_r = \frac{1}{\frac{1}{43 G R_v^3} + \frac{1}{\sum x_i^2 K_{vi}}} \quad (\text{A.30})$$

siendo G el módulo de rigidez medio del suelo de soporte, que se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará igual a

$$G = \frac{16 \gamma}{g} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (\text{A.31})$$

donde γ es el peso volumétrico medio del suelo. Los valores de γ y H_s se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para obtenerlos, se adoptará $\gamma = 1.25 \text{ t/m}^3$ y H_s se tomará de la figura A.2.

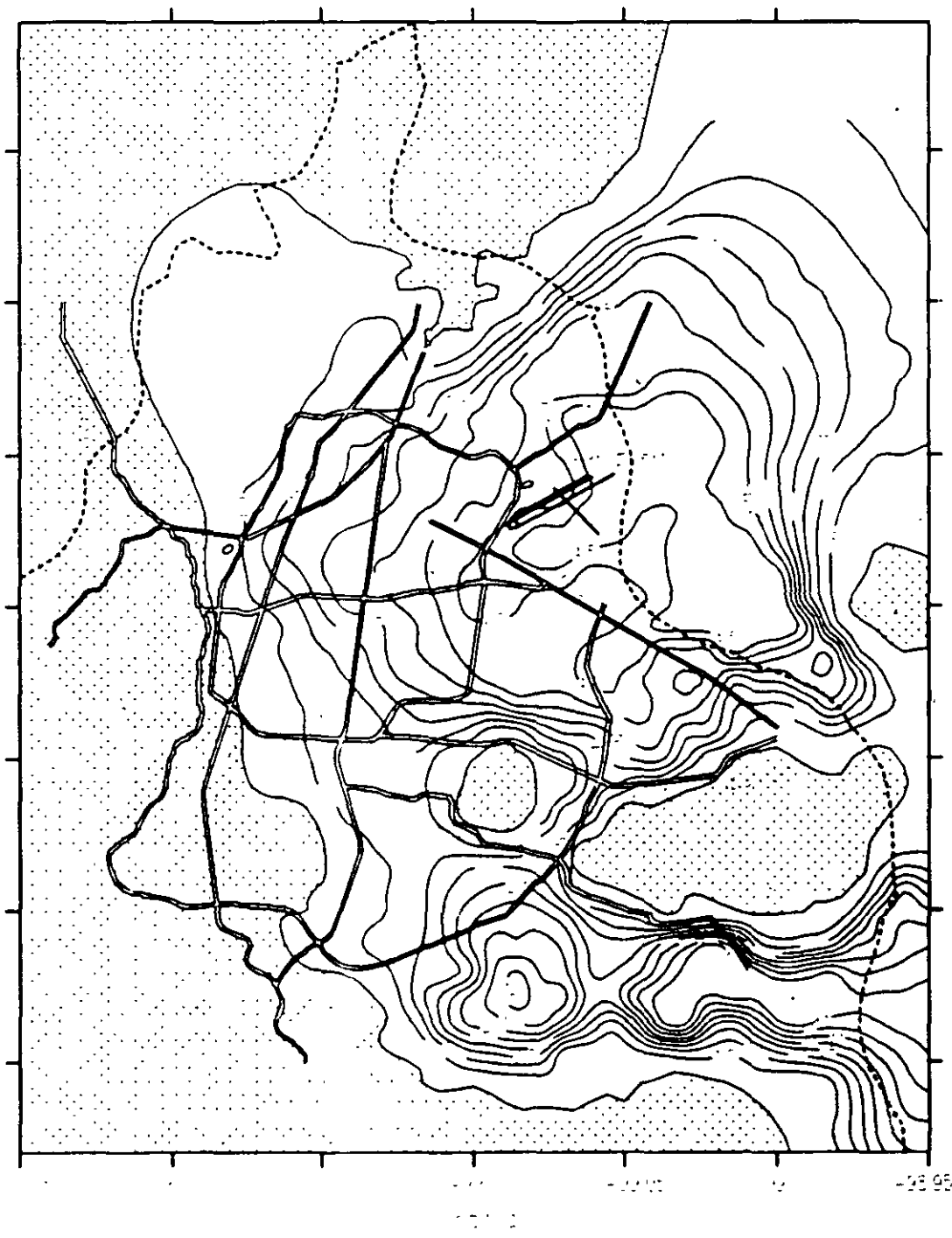


Figura A.1 Periodos predominantes del suelo, T_s

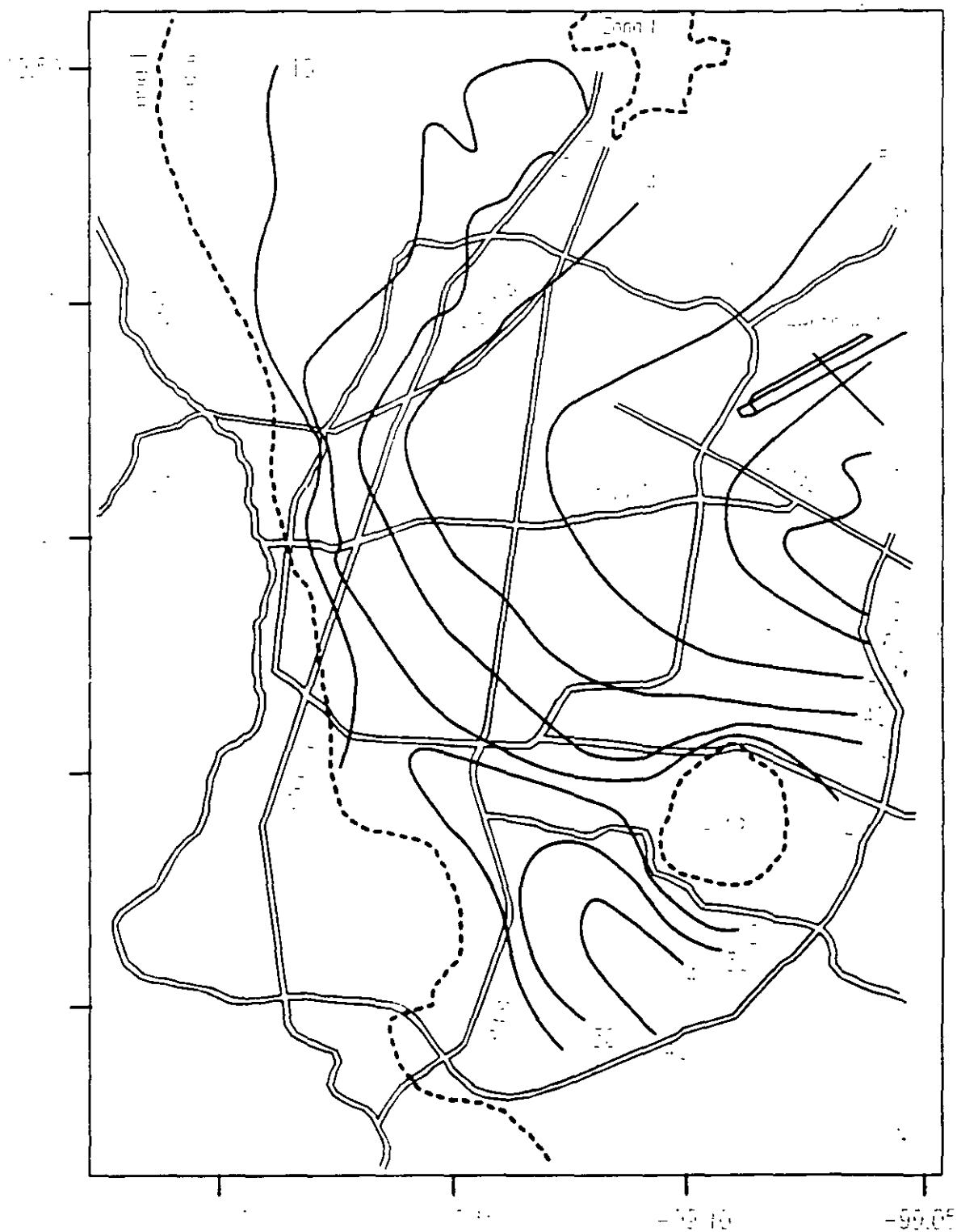


Figura A.2 Valores de H_1 en metros

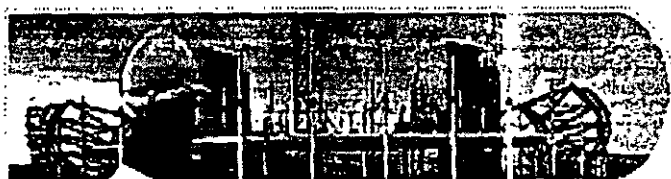
Tabla A.2 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes

CIMENTACIONES SOMERAS	$K_m = K_m'' (k_m - 2\zeta \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m'' (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$; $m = x, v, r$ ω = frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta_m = \omega R_m / V_s$; donde $V_s = 4H_s / T_s$ y $R_v = R_r$ $\eta_s = \pi R_s / 2H_s$ $\eta_p = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \pi R_r / 2H_s$	
		Coefficiente de Rigidez	Coefficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x'' = \frac{8 G R_s}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_r}{2 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_r}\right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s}\right)$	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{rs}}{1 - (1-2\zeta) \eta_{rs}^2}$; si $\eta_{rs} = \eta_r / \eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$; si $\eta_{rs} = \eta_r / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v'' = \frac{4 G R_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H}{1 - D/H}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu) D / R_v}{1 + 0.5 D / R_v}$; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r'' = \frac{8 G R_r}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2 \eta_r$	$c_r = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1-2\zeta) \eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$
CIMENTACIONES CON PILOTES	$K_m = K_m'' k_m$ y $C_m = 2 K_m'' c_m / \omega$; $m = x, v$ ω = frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta = \omega d / V_s$; donde $V_s = 4 H_s / T_s$ $\eta_s = \pi d / 2 H_s$ $\eta_p = 3.4 \eta_s / \pi (1-\nu)$	
		Coefficiente de Rigidez	Coefficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x'' = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_x = 1$	$c_x = 0.8 \zeta$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.8 \zeta + 0.175 (E_p / E_s)^{0.17}$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v'' = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33}}{1 + \nu} \left(1 - e^{-(E_p / E_s)(L/d)^{-1}}\right)^{0.8}$; si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$

Parámetros del suelo: ζ = amortiguamiento histerético, ν = relación de Poisson y $E_s = 2 G (1 + \nu)$ = módulo de elasticidadParámetros del pilote: L = longitud, d = diámetro y E_p = módulo de elasticidad



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



000

...: Ingeniería de Civil

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS CA 88

TEMA

PROPUESTA DE NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA
DEL 30 DE MAYO AL 03 DE JUNIO DE 2005
PALACIO DE MINERÍA**

ÍNDICE

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento	2
--	---

NOTACIÓN.....	2
---------------	---

1. INTRODUCCIÓN.....	2
----------------------	---

1.1 Alcance.....	2
------------------	---

2. CRITERIOS DE DISEÑO	2
------------------------------	---

2.1 Consideraciones Generales	2
-------------------------------------	---

2.2 Clasificación de las estructuras	3
--	---

2.2.1 De acuerdo a su importancia	3
---	---

2.2.2 De acuerdo con su respuesta ante la acción del viento	3
---	---

2.2.3 Efectos a considerar	3
----------------------------------	---

2.4 Estudio en túnel de viento	4
--------------------------------------	---

2.5 Precauciones durante la construcción y en estructuras provisionales.....	4
--	---

3. MÉTODOS SIMPLIFICADO Y ESTÁTICO PARA DISEÑO POR VIENTO	4
---	---

3.1 Determinación de la velocidad de diseño, V_D	4
--	---

3.1.1 Determinación de la velocidad regional, V_R	4
---	---

3.1.2 Factor de variación con la altura, F_G	4
--	---

3.1.3 Factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR} ..	5
---	---

3.2 Determinación de la presión de diseño, p_z	6
--	---

3.3 Factores de presión	6
-------------------------------	---

3.3.1 Caso I. Edificios y construcciones cerradas	6
---	---

3.3.2 Caso II. Paredes aisladas y anuncios	6
--	---

3.3.3 Caso III. Estructuras reticulares	7
---	---

3.3.4 Caso IV. Chimeneas, silos y similares	7
---	---

3.3.5 Caso V. Antenas y torres con celosía	8
--	---

3.3.5.1 Antenas y torres sin accesorios	8
---	---

3.3.5.2 Antenas y torres con accesorios	8
---	---

3.3.5.3 Torres totalmente recubiertas	9
---	---

3.3.5.4 Antenas o torres con arriostramientos	9
---	---

3.4 Presiones interiores	9
--------------------------------	---

3.5 Área expuesta	9
-------------------------	---

3.6 Coeficientes de presión para el método simplificado.....	9
--	---

4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO	10
---	----

5. EMPUJES DINÁMICOS PARALELOS AL VIENTO.....	11
---	----

6. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS	13
--	----

6.1 Vibraciones generadas	13
---------------------------------	----

6.2 Vibraciones locales	13
-------------------------------	----

6.3 Omisión de efectos dinámicos de vorticidad	13
--	----

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento

NOTACIÓN

A	área tributaria, m ²	x	relación separación a peralte en elementos de armaduras
A_r	área expuesta del accesorio colocado en una torre, m ²	x_o	inverso de la longitud de onda, m ⁻¹
A_z	área total proyectada del tramo de torre en que se encuentra un accesorio, m ²	z	altura de un punto desde el suelo, m
a	altura de la zona de flujo laminar, m, también, flecha de una cubierta en arco (fig. 3.3), m	α	exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura
B	factor por turbulencia de fondo	β	fracción del amortiguamiento crítico; adimensional; también, ángulo de las cubiertas en arco para definir las zonas A, B y C (fig. 3.3), grados
b	ancho mínimo del área expuesta, m	δ	altura gradiente, m
C_D	coeficiente de arrastre en chimeneas y torres	θ	ángulo de inclinación en techos inclinados, grados
C_{DE}	coeficiente de arrastre efectivo	θ_i	ángulo de incidencia entre la dirección del viento y un plano vertical, grados
C_e	factor correctivo por exposición	v	tasa media de fluctuación, s ⁻¹
C_T	factor de empuje transversal	ϕ	relación de solidez. Relación entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la superficie expuesta
C_z	factor correctivo por altura		
C_p	coeficiente local de presión		
d	dimensión de la estructura paralela a la acción del viento, m		
F	función relacionada con la distribución de la energía del viento		
F_l	fuerza estática equivalente, por unidad de longitud, que toma en cuenta el efecto de los vórtices, kg/m (N/m)		
F_{TR}	factor correctivo por condiciones locales		
F_u	factor de variación de la velocidad del viento con la altura		
G	factor de ráfaga		
g	factor de respuesta máxima		
H	altura de la estructura, m		
h_c	dimensión vertical de un letrero aislado, m		
n	parametro para el cálculo de C_e		
n_o	frecuencia del modo fundamental, Hz		
p_z	presión de diseño, kg/m ² (Pa)		
R	factor de rugosidad		
r	relación altura a claro en techos arqueados		
S	factor de tamaño		
V_{cr}	velocidad crítica del viento, m/s		
V_D	velocidad de diseño para una altura dada, m/s		
V_H	velocidad de diseño a la altura H, m/s		
V_R	velocidad regional para el sitio de interés, m/s		

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Alcance

En estas Normas se detallan y amplían los requisitos de diseño por viento contenidos en el capítulo () del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Los procedimientos aquí indicados se aplicarán conforme a los criterios generales de diseño especificados en dicho título. En particular, deberán aplicarse a las acciones debidas al viento los factores de carga correspondientes a acciones accidentales fijados en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

2. CRITERIOS DE DISEÑO

2.1 Consideraciones Generales

Deberán revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural. La revisión deberá

considerar la acción estática del viento y la dinámica cuando la estructura sea sensible a estos efectos.

Deberá realizarse, además, un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento, tanto los que forman parte del sistema estructural, tales como cuerdas y diagonales de estructuras triangulares expuestas al viento, como los que constituyen sólo un revestimiento (láminas de cubierta y elementos de fachada y vidrios). Para el diseño local de estos elementos se seguirán los criterios del Capítulo 4.

2.2 Clasificación de las estructuras

2.2.1 De acuerdo a su importancia

Para fines de diseño por viento y de acuerdo a la importancia para la cual serán destinadas, las estructuras están clasificadas en dos grupos, A y B, según el artículo () del Reglamento.

2.2.2 De acuerdo con su respuesta ante la acción del viento

Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos:

- a) Tipo 1. Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos; es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en planta es mayor que cinco o cuyo periodo natural de vibración excede de 1 segundo. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.
- b) Tipo 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo, los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor que 5, o con periodo fundamental mayor que 1 segundo.

Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4.

- c) Tipo 3. Comprende estructuras como las definidas en el Tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.

Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos, tales como tuberías, chimeneas y edificios con planta circular.

- d) Tipo 4. Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes, que no pueden incluirse en el Tipo 1.

2.2.3 Efectos a considerar

En el diseño de estructuras sometidas a la acción de viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

- a) Empujes y succiones estáticos,
- b) Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia;
- c) Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes; y
- d) Inestabilidad aeroelástica.

Para el diseño de las estructuras Tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con el Capítulo 3.

Para el diseño de las estructuras Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. El diseño podrá efectuarse con un método estático equivalente, de acuerdo con las secciones correspondientes de los Capítulos 3 y 5, o con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos sobre las estructuras.

Las estructuras Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las de Tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes, según se especifica en el Capítulo 6. Para estructuras Tipo 4 los efectos de viento se valorarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados por el Tipo 1. Los problemas de inestabilidad aeroelástica ameritarán estudios especiales que deberán ser aprobados por la Administración.

2.4 Estudio en túnel de viento

En construcciones de forma geométrica poco usual y con características que las hagan particularmente sensibles a los efectos de viento, el cálculo de dichos efectos se basará en resultados de estudios en túnel de viento. Podrán tomarse como base resultados existentes de ensayos realizados en modelos de construcciones de características semejantes. Cuando no se cuente con estos resultados o cuando se trate de construcciones de particular importancia, deberá recurrirse a estudios de túnel de viento en modelos de la construcción misma.

Los procedimientos de ensayos e interpretación de los estudios de túnel de viento seguirán técnicas reconocidas y deberán ser aprobados por la Administración

2.5 Precauciones durante la construcción y en estructuras provisionales

Se revisará la estabilidad de la construcción ante efectos de viento durante el proceso de erección. Pueden necesitarse por este concepto apuntalamientos y contravientos provisionales, especialmente en construcciones de tipo prefabricado. Para este caso se evaluarán los empujes con las velocidades referidas en el Capítulo 3, asociadas a un periodo de retorno de 10 años.

3. MÉTODOS SIMPLIFICADO Y ESTÁTICO PARA DISEÑO POR VIENTO

Para el cálculo de empujes y/o succiones sobre las construcciones del Tipo 1 (inciso 2.2.2.a) debidas a la presión del viento, se podrá emplear el método estático al aplicar las presiones de diseño de la sección 3.2 y los coeficientes de presión señalados en las secciones 3.3 y 3.4. El método simplificado podrá aplicarse para estructuras con altura no mayor de 15 m, con planta rectangular o formada por una combinación de rectángulos, tal que la relación entre una altura y la dimensión menor en planta sea menor que cuatro. En este último caso se aplicará la presión de diseño de la sección 3.2, pero los coeficientes de presión se tomarán según se señala en la sección 3.6.

3.1 Determinación de la velocidad de diseño, V_D

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño.

Dicha velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo con la ecuación 3.1.

$$V_D = F_{TR} F_\alpha V_R \quad (3.1)$$

donde

F_{TR} factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante;

F_α factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura; y

V_R velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

La velocidad de referencia, V_R , se define en la sección 3.1.1 y los factores F_α y F_{TR} se definen en las secciones 3.1.2 y 3.1.3, respectivamente.

3.1.1 Determinación de la velocidad regional, V_R

La velocidad regional es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10 m sobre el lugar de desplante de la estructura, para condiciones de terreno plano con obstáculos aislados (terreno tipo R2, fig. 3.1). Los valores de dicha velocidad se obtendrán de la tabla 3.1. Dichos valores incluyen el efecto de ráfaga que corresponde a tomar el valor máximo de la velocidad media durante un intervalo de tres segundos.

Para las estructuras temporales que permanezcan por más de una estación del año se seleccionará la velocidad con periodo de retorno de 10 años.

Tabla 3.1 Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s

Periodo de retorno, años	Importancia de la construcción		
	A 200	B 50	Temporal 10
Zona I: Delegaciones de Alvaro Obregón, Azcapotzalco, Benito Juárez, Coyoacán, Cuauhtémoc, G.A. Madero, Iztacalco, Iztapalapa, Miguel Hidalgo y Venustiano Carranza	39	36	31
Zona II: Delegaciones de Magdalena Contreras, Cuajimalpa, Milpa Alta, Tlalpan y Xochimilco	35	32	28

3.1.2 Factor de variación con la altura, F_α

Este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura z . Se obtiene con las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} F_{\alpha} &= 1.0 ; & \text{si } z \leq 10 \\ F_{\alpha} &= (z/10)^{\alpha} ; & \text{si } 10 < z < \delta \\ F_{\alpha} &= (\delta/10)^{\alpha} ; & \text{si } z \geq \delta \end{aligned} \quad (3.2)$$

donde

- δ altura gradiente, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante. δ y z están dadas en metros, y
- α exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno (figura 3.1) y se definen en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Rugosidad del terreno, α y δ

Tipos de terreno (fig 3.1)	α	δ , m
R1 Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2 Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3 Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4 Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.170	455

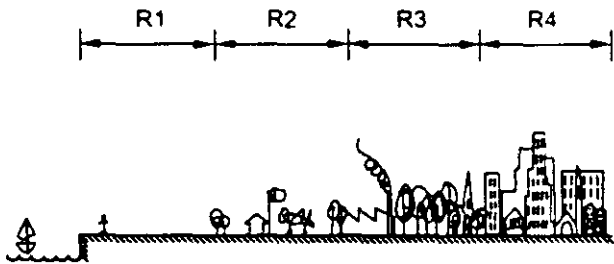


Figura 3.1 Rugosidad de terreno

3.1.3 Factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR}

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio (tabla 3.3). En este último caso, si en una dirección de análisis de los efectos del viento existen diferentes rugosidades con longitud menor de 500 m, se deberá considerar la que produzca los efectos más desfavorables.

Tabla 3.3 Factor F_{TR}
(Factor de topografía y rugosidad del terreno)

Tipos de topografía (fig. 3.2)	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.80	0.70	0.66
T2 Valles cerrados	0.90	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1.00	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.10	0.97	0.90
T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.20	1.06	0.98

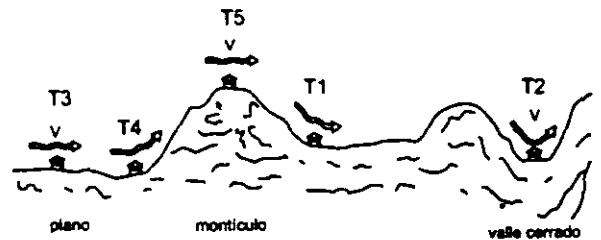


Figura 3.2 Formas topográficas locales

3.2 Determinación de la presión de diseño, p_z

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, p_z , en kg/m^2 (Pa), se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la expresión 3.3.

$$p_z = 0.048 C_p V_D^2 \quad (3.3)$$

$$(p_z = 0.47 C_p V_D^2)$$

donde

C_p coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura; y

V_D velocidad de diseño a la altura z , definida en la sección 3.1

3.3 Factores de presión

Los factores de presión C_p de la ec. 3.3, para el caso del método estático, se determinan según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con lo siguiente:

3.3.1 Caso I. Edificios y construcciones cerradas

Se consideran los coeficientes de presión normal a la superficie expuesta de la tabla 3.4

Tabla 3.4 Coeficiente C_p para construcciones cerradas

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento ¹	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados lado de barlovento ²	$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$
Techos curvos	ver tabla 3.5 y fig. 3.3

¹ La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la altura media del edificio.

² θ es el ángulo de inclinación del techo en grados

Tabla 3.5 Coeficientes de presión C_p para cubiertas en arco¹

Relación $r = a/d$	A	B	C
$r < 0.2$	-0.9		
$0.2 < r < 0.3$	$3r - 1$	$-0.7 - r$	-0.5
$r > 0.3$	1.42r		

¹ Para cubiertas de arco apoyadas directamente sobre el suelo, el coeficiente de presión sobre la zona A deberá tomarse igual a $1.4r$, para todo valor de r

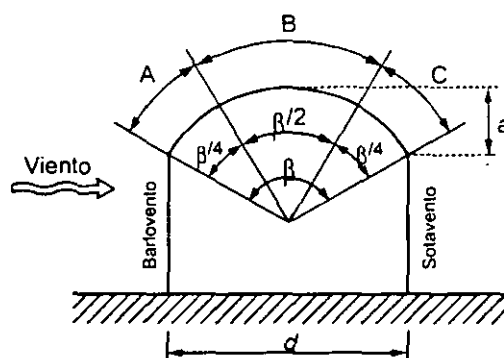


Figura 3.3 Cubiertas en arco

3.3.2 Caso II Paredes aisladas y anuncios

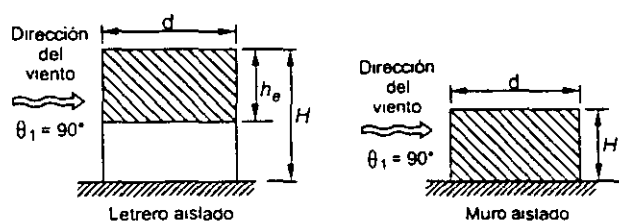
La fuerza total sobre la pared o anuncio, suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se calculará a partir de la ecuación 3.3, se utilizará un factor de presión obtenido de las tablas 3.6, 3.7 y 3.8, según el caso (figuras 3.4 y 3.5).

Tabla 3.6 Viento normal al anuncio o muro

Coeficiente de presión neta (C_p)		
Anuncio		Muros
$0 < h_e/H < 0.2$	$0.2 \leq h_e/H \leq 0.7$	
$1.2 + 0.02(d/h_e - 5)$	1.5	1.2

La tabla 3.6 se aplica para anuncios con $1 \leq d/h_e \leq 20$ y muros con $1 \leq d/H \leq 20$. Si d/h_e o d/H es mayor que 20, el coeficiente de presión será igual a 2.0.

En el caso de muros, si d/H es menor que 1.0, el coeficiente de presión también será igual a 2.0.



Nota: Si $h_e/H > 0.7$ el letrero deberá tratarse como un muro aislado

Figura 3.4 Dimensiones de muros y anuncios en dirección del viento

En el caso de anuncios, si d/h_e es menor que 1.0 y h_e/H mayor o igual que 0.2, el coeficiente de presión será igual a 2.0. Si h_e/H es mayor que cero pero menor que 0.2 entonces el coeficiente de presión se calculará con la expresión de la tabla 3.6. Para este fin la relación d/h_e se sustituirá por su valor inverso.

En el caso del viento a 45° la presión resultante es perpendicular al anuncio o muro y está aplicada con una excentricidad del centroide, según la distribución de presiones de la tabla 3.7. Dicha excentricidad no deberá tomarse menor que $b/10$.

Tabla 3.7 Viento a 45° sobre el anuncio o muro

Coeficiente de presión neta (C_p) en zonas de anuncios o muros					
Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento del anuncio o muro					
Anuncios			Muros		
0 a $2h_e$	$2h_e$ a $4h_e$	$> 4h_e$	0 a $2H$	$2H$ a $4H$	$> 4H$
3.0	1.5	0.75	2.4	1.2	0.6

Tabla 3.8 Viento paralelo al plano del anuncio o muro

Coeficiente de presión neta (C_p) en zonas de anuncios o muros					
Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento del anuncio o muro					
Anuncios			Muros		
0 a $2h_e$	$2h_e$ a $4h_e$	$> 4h_e$	0 a $2H$	$2H$ a $4H$	$> 4H$
± 1.2	± 0.6	± 0.3	± 1.0	± 0.5	± 0.25

Para las paredes y anuncios planos con aberturas, las presiones se reducirán con el factor dado por

$$\phi(2 - \phi)$$

donde ϕ es la relación de solidez del anuncio o muro.

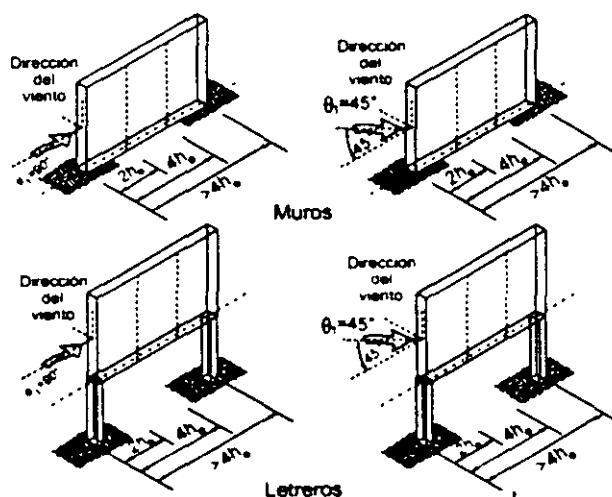


Figura 3.5 Acción sobre paredes aisladas o anuncios

3.3.3 Caso III. Estructuras reticulares

Para el diseño de estructuras reticulares como las formadas por traveses de alma abierta y armaduras a través de las que pasa el viento, se usará un coeficiente de presión igual a 2.0, cuando están constituidas por elementos de sección transversal plana y de 1.3 cuando los elementos constitutivos son de sección transversal circular.

Cuando se tengan marcos o armaduras en diversos planos, podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de sus miembros proporcionan a otros, siempre y cuando los miembros sean hechos a base de secciones planas. El factor de protección se calculará como

$$1 - 1.7(\phi - 0.01x)$$

donde

x relación de la separación entre los marcos al peralte máximo de las armaduras o vigas; y

ϕ relación de solidez.

3.3.4 Caso IV. Chimeneas, silos y similares

Los coeficientes de presión varían en función de la forma de la sección transversal y de la relación de esbeltez de la estructura. Sus valores se especifican en la tabla 3.9.

En este tipo de estructuras además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos calculados a partir de las disposiciones del Capítulo 5.

Tabla 3.9 Coeficientes de arrastre para chimeneas y silos

Forma de la sección transversal	Relación de esbeltez ¹		
	1	7	25
Cuadrada.			
Viento normal	1.0	1.2	1.4
Ángulo de incidencia 45°	0.9	1.2	1.6
Hexagonal u octagonal	1.0	1.2	1.4
Circular (superficie rugosa)	0.7	0.8	1.2
Circular (superficie lisa)	0.5	0.6	0.7

¹ La relación de esbeltez se define como la relación de la altura a lado menor de la estructura. Se interpolará linealmente para valores intermedios.

3.3.5 Caso V. Antenas y torres con celosía

Para el análisis de antenas y torres hechas a base de celosía, dichas estructuras se dividirán en un conjunto de tramos verticales. La fuerza horizontal resultante sobre cada tramo, en kg (N), se obtendrá por medio de la expresión

$$0.048 C_D V_D^2 A \quad (3.4)$$

$$(0.47 C_D V_D^2 A)$$

donde

A = área expuesta, en m²;

V_D = velocidad de diseño definida en la sección 3.1; y

C_D = coeficiente especificado en las tablas 3.10 a 3.12.

Los factores de arrastre, C_D , se calcularán para cada tramo y será válido sumar los efectos que el viento provoque en cada tramo. Se recomienda considerar por lo menos 10 tramos.

El coeficiente de arrastre se calculará para los casos que a continuación se señalan

3.3.5.1 Antenas y torres sin accesorios

El coeficiente de arrastre, C_D , se tomará de las tablas 3.10, 3.11 ó 3.12 según el caso. En estas tablas, b será el ancho promedio de la sección transversal de la torre y V_D es la velocidad de diseño a la altura del tramo en cuestión. Además, en dichas tablas, se podrá interpolar linealmente para valores intermedios de $b V_D$ y de la relación de solidez ϕ .

Tabla 3.10 Coeficientes de arrastre para torres con miembros de lados planos

Torres de sección cuadrada			Torres de sección triangular equilátera
Relación de solidez, ϕ	Viento normal a una cara	Viento actuando en una esquina	Viento en cualquier dirección
≤ 0.1	3.5	3.9	3.1
0.2	2.8	3.2	2.7
0.3	2.5	2.9	2.3
0.35	2.3	2.75	2.2
0.4	2.1	2.6	2.1
≥ 0.5	1.8	2.3	1.9

Tabla 3.11 Coeficientes de arrastre para torres con miembros de sección circular.
Torres de sección cuadrada

Relación de solidez, ϕ	Flujo subcrítico $b V_D < 3 \text{ m/s}$		Flujo supercrítico $b V_D \geq 6 \text{ m/s}$	
	Viento normal a una cara	Viento incidiendo en una esquina	Viento normal a una cara	Viento incidiendo en una esquina
≤ 0.05	2.2	2.5	1.4	1.2
0.1	2	2.3	1.4	1.3
0.2	1.8	2.1	1.4	1.6
0.3	1.6	1.9	1.4	1.6
0.4	1.5	1.9	1.4	1.6
≥ 0.5	1.4	1.9	1.4	1.6

Tabla 3.12 Coeficientes de arrastre para torres con miembros de sección circular.
Torres de sección triangular equilátera

Relación de solidez, ϕ	Flujo subcrítico $b V_D < 3 \text{ m/s}$	Flujo supercrítico $b V_D \geq 6 \text{ m/s}$
	Viento en cualquier dirección	
≤ 0.05	1.8	1.1
0.1	1.7	1.1
0.2	1.6	1.1
0.3	1.5	1.1
0.4	1.5	1.1
≥ 0.5	1.4	1.2

3.3.5.2 Antenas y torres con accesorios

Los coeficientes de arrastre se calcularán de la siguiente manera:

- Cuando los accesorios se coloquen de manera simétrica en todas las caras, su área proyectada se agregará al área

de los miembros de la torre y el coeficiente de arrastre se calculará según la sección 3.3.5.1.

- b) Cuando los accesorios no se coloquen de manera simétrica, el coeficiente efectivo de arrastre se determinará como sigue:

$$C_{DE} = C_D + \Sigma \Delta C_D \quad (3.5)$$

donde

ΔC_D coeficiente de arrastre adicional debido a cada accesorio que se coloque en una cara, o que se localice en el interior de la torre; y

C_D se calculará según la sección 3.3.5.1.

El coeficiente adicional ΔC_D se calculará como:

$$\Delta C_D = 1.6 (A_r / A_z) \quad (3.6)$$

donde

A_r área expuesta del accesorio colocado en la torre; y

A_z área total proyectada del tramo de torre en que se encuentra el accesorio.

3.3.5.3 Torres totalmente recubiertas

Para torres totalmente recubiertas, el coeficiente de arrastre se tomará igual al especificado para cuerpos estancos de igual geometría.

3.3.5.4 Antenas o torres con arriostramientos

Cuando se empleen antenas o torres con arriostramientos, el coeficiente de arrastre sobre éstos se calculará con la siguiente ecuación:

$$C_{DE} = 1.2 \sin^2 \theta_1 \quad (3.7)$$

donde θ_1 es el ángulo que se forma entre la dirección del viento y el eje del cable y se usará la velocidad de viento calculada a las dos terceras partes de la altura de conexión del cable con la torre.

3.4 Presiones interiores

Cuando las paredes de una construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30 por ciento de su superficie, deberá considerarse en el diseño de los elementos estructurales el efecto de las presiones que se generan por la penetración del viento en el interior de la construcción. Estas presiones se considerarán actuando uniformemente en las partes interiores de las paredes y techo y se determinarán con la ecuación 3.3, empleando los factores de empuje que se indican en la tabla 3.13, en función de la posición de las aberturas que puedan existir en las paredes de la construcción.

Tabla 3.13 Coeficiente C_p para presiones interiores

	C_p
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	-0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	-0.5
Aberturas uniformes distribuidas en las cuatro caras	-0.3

3.5 Área expuesta

El área sobre la que actúa la presión calculada con la ecuación 3.3 se tomará igual a la superficie expuesta al viento proyectada en un plano vertical, excepto en techos y en elementos de recubrimiento en que se tomará el área total. La dirección de las presiones del viento será normal a la superficie considerada. Esta definición se aplica tanto para el método estático como el simplificado.

En superficies con vanos, como las estructuras reticulares, sólo se considerará el área proyectada de las partes sólidas. Cuando se tengan elementos reticulares en diversos planos podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de los miembros proporcionan a otros, mediante el criterio indicado en la sección 3.3.3.

En techos de diente de sierra, se considerará que la presión actúa sobre la totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los demás.

3.6 Coeficientes de presión para el método simplificado

Los coeficientes de presión a considerar en muros y techos de construcciones que cumplan con los requisitos para aplicar el método simplificado, se indican en la tabla 3.14. En las aristas de muros y techos se considerarán los coeficientes de presión en bordes que se indican en dicha tabla. Estos coeficientes de borde solamente se aplicarán para el diseño de los sujetadores en la zona de afectación indicada en la figura 3.6. El ancho de la zona de afectación a lo largo de los bordes de muros y techos será la décima parte de su dimensión menor (ancho o largo) o del total de su altura (si ésta resulta menor).

Tabla 3.14 Coeficientes de presión para el método simplificado

Superficie	C_p	C_p (en bordes)
Muros	± 1.45	± 2.25
Techos	± 2.1	± 3.4

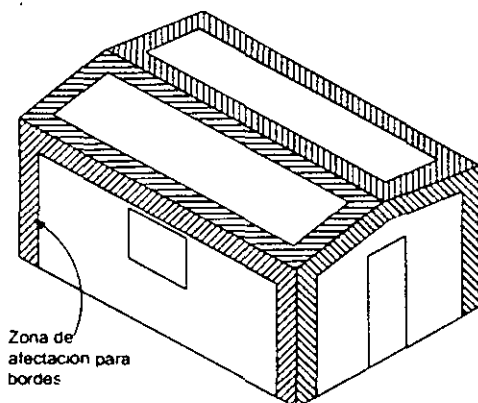


Figura 3.6 Zonas de afectación para el diseño de los sujetadores

4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO

Se diseñarán con los criterios establecidos en este capítulo los elementos que no forman parte de la estructura principal y los que no contribuyen a la resistencia de la estructura ante la acción del viento, así como los que tienen por función recubrir la estructura. Cada elemento se diseñará para las presiones, tanto positivas (empujes) como negativas (succiones) que correspondan a la dirección más desfavorable del viento, calculadas con la expresión 3.3. Se usaran los coeficientes de presión de la tabla 4.1 para elementos ubicados en edificios de más de 20 m de altura, los de la tabla 4.2 para los que se encuentran en edificios de altura menor de 20 m, y los de la tabla 4.3 para cubiertas de arco. Para el diseño de parapetos, se empleará un coeficiente de presión calculado como

$$C_p = -3.0 + A/75 < -1.8 \quad (4.1)$$

donde A es el área tributaria del elemento a diseñar, en metros cuadrados

Adicionalmente se considerarán los efectos de las presiones interiores, calculadas como indican en la sección 3.4, para construcciones en cuyas paredes puede haber aberturas que abarquen más de 30 por ciento de la superficie. Cuando este porcentaje no exceda de 30 se considerará para el diseño de los elementos de recubrimiento un coeficiente de presión de ± 0.25 .

Tabla 4.1 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es mayor o igual a 20 m

Zona	Efecto	Coeficiente de presión, C_p
1	succión	$-1.1 < -1.2 + A/100 < -0.75$
	empuje	$0.8 < 1.1 - A/130$
2	succión	$-2 < -2.2 + A/150 < -1.3$
	empuje	$0.8 < 1.2 - A/130$
3	succión	$-2 + A/13 < -0.85$
4	succión	$-2.5 + A/20 < -1.75$
5	succión	$-4 + A/8 < -2$

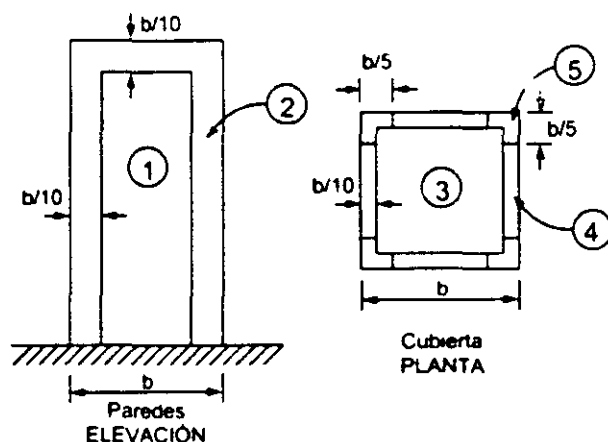


Figura 4.1 Elementos de recubrimiento en edificios con $H \geq 20$ m

Tabla 4.2 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es menor a 20 m

Zona	Efecto	Coeficiente de presión, C_p
1	succión	$-2 + A/50 < -1.1$
	empuje	$1.5 - A/100$
2	succión	$-1.4 + A/50 < -1.2$
3	succión	$-3.0 + A/10 < -2.0$
4	succión	$1.4 + A/50 < -1.2$
	empuje	$1.3 - A/50 > 1.1$
5	succión	$-1.7 + A/35 < -1.4$
	empuje	$1.3 - A/50 > 1.1$

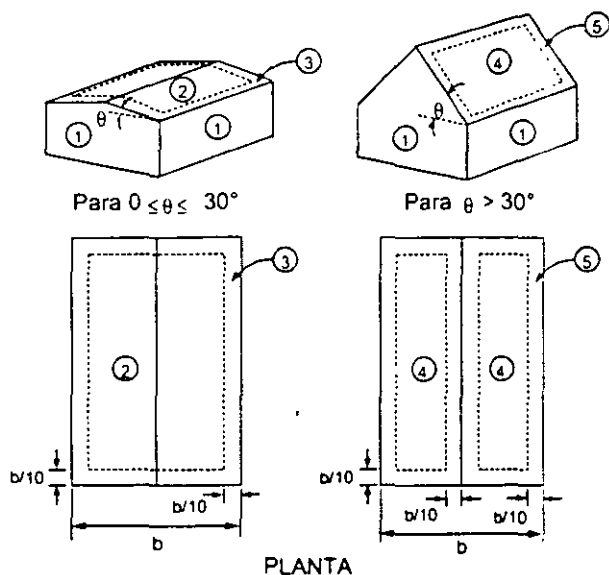


Figura 4.2 Elementos de recubrimiento en edificios con $H < 20$ m

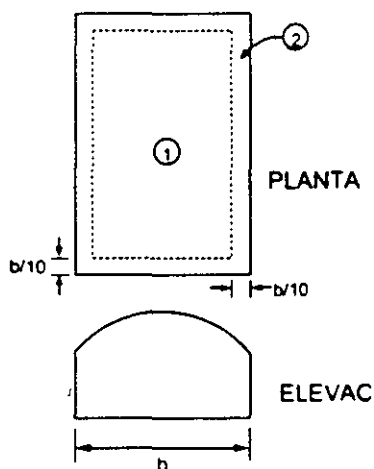


Figura 4.3 Elementos de recubrimiento en cubiertas en arco

Tabla 4.3 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento en cubiertas de arco. Multiplíquense los valores indicados en la tabla 3.5 por los siguientes factores:

Zona	Área tributaria, m ²	
	$A \leq 10$	$A > 10$
1	1.2	1.15
2	1.4	1.3

5. EMPUJES DINÁMICOS PARALELOS AL VIENTO

En construcciones pertenecientes al Tipo 2, los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia se tomarán en cuenta multiplicando la presión de diseño calculada con la ecuación 3.3 por un factor de amplificación dinámica determinado con la expresión:

$$G = 0.43 + g \sqrt{\frac{R}{C_e} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1 \quad (5.1)$$

donde

$$g = \left(\sqrt{2 \ln(3600 v)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \ln(3600 v)}} \right) \frac{1}{2.3} \geq 1.48;$$

$$v = n_o \sqrt{\frac{SF}{SF + \beta B}};$$

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left(\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right) \left(\frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right) dx;$$

$$S = \frac{\pi}{3} \left(\frac{1}{1 + \frac{8n_o H}{3V_H}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{10n_o b}{V_H}} \right);$$

$$F = \frac{x_o^2}{(1+x_o^2)^{4/3}};$$

R es un coeficiente de exposición y C_e un factor correctivo que depende de la altura z , igual a $(z/a)^n$; z en m. Los valores de estos parámetros dependen de las condiciones de exposición descritas en la tabla 3.2 y se consignan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Parámetros R , a y n según la condición de exposición

Exposición	R	a	n
R1	0.04	10	0.18
R2	0.08	10	0.28
R3	0.16	20	0.50
R4	0.34	33	0.72

$$x_o = (1220 n_o / V_H);$$

$$V_H = V_R \sqrt{R C_e}$$

G factor de amplificación dinámica;

g factor de respuesta máxima;

R factor de rugosidad;

B factor de excitación de fondo;

S factor reductivo por tamaño;

n_o frecuencia del modo fundamental de la estructura, Hz;

H altura de la estructura, m.

β fracción del amortiguamiento crítico, igual a 0.01 en estructuras de acero, y 0.02 en estructuras de concreto;

$\ln$ indica logaritmo natural;

F relación de energía en ráfaga; y

C_e factor correctivo por exposición.

En edificios altos, se verificará que la aceleración debida a empujes dinámicos no sobrepase 0.04 de la aceleración de la gravedad.

En las figuras 5.1 a 5.4 se presentan gráficas para determinar los valores de B , S , F y g .

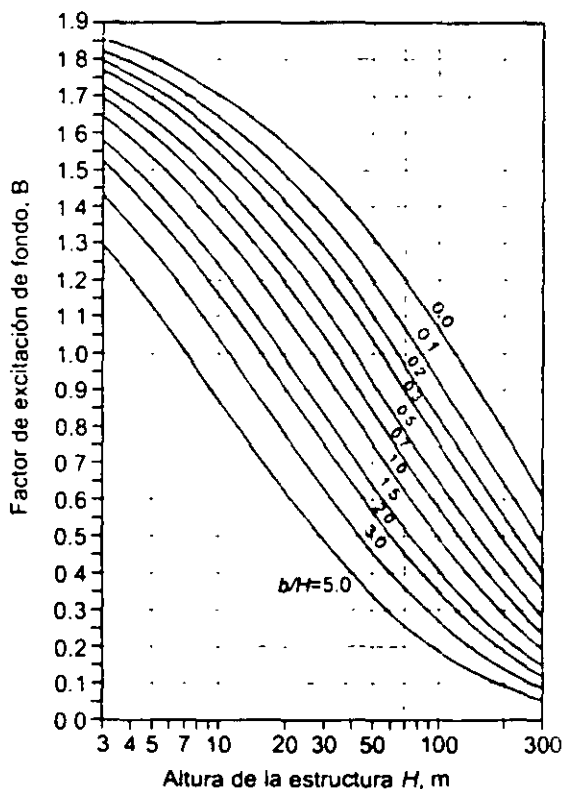


Figura 5.1 Parámetro B para calcular el factor de respuesta dinámica

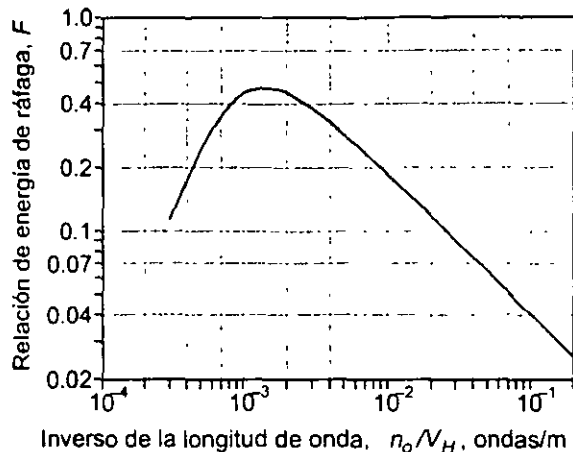


Figura 5.2 Parámetro F para calcular el factor de respuesta dinámica

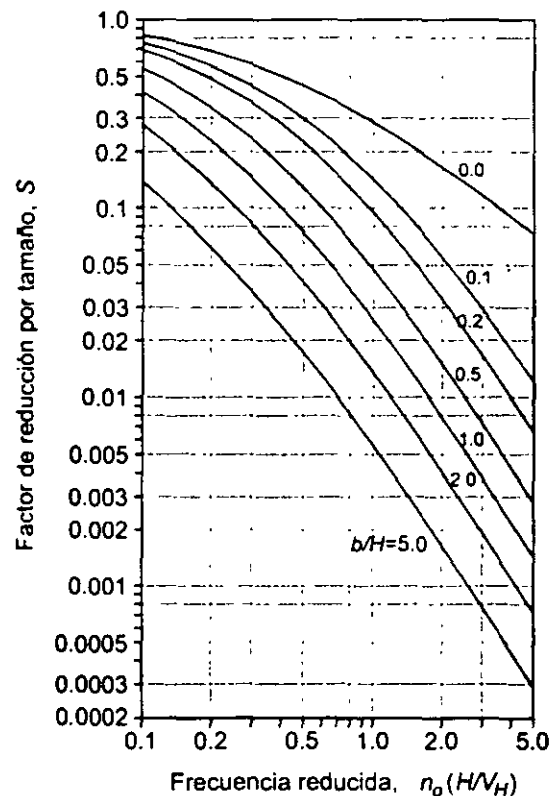


Figura 5.3 Parámetro S para calcular el factor de respuesta dinámica

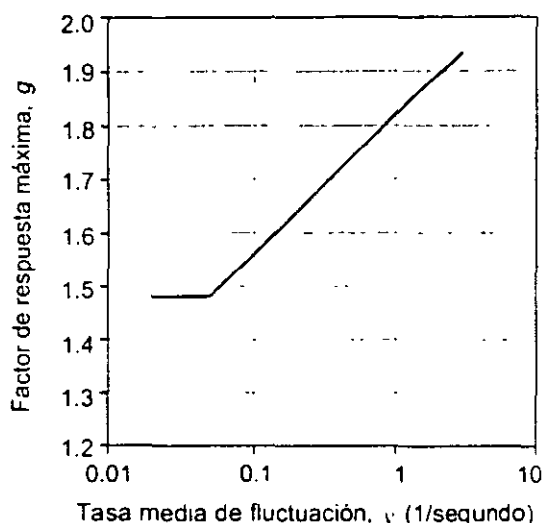


Figura 5.4 Parámetro g para calcular el factor de respuesta dinámica

6. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS

En el diseño de las estructuras Tipo 3 deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos generales y locales de las fuerzas perpendiculares a la dirección del viento causadas por vórtices alternantes.

6.1 Vibraciones generadas

Su efecto se presenta mediante fuerzas estáticas equivalentes perpendiculares a la acción del viento. Se determinará una fuerza F_L por unidad de longitud del eje de la pieza, con la ecuación 6.1.

$$F_L = \frac{C_T}{2\beta} 0.0048 V_{cr}^2 d \quad (6.1)$$

$$\left(F_L = \frac{C_T}{2\beta} 0.047 V_{cr}^2 d \right)$$

donde

F_L fuerza por unidad de longitud, kg/m (N/m).

β coeficiente de amortiguamiento de la estructura, como porcentaje del amortiguamiento crítico;

C_T factor de empuje transversal;

V_{cr} velocidad crítica del viento, m/s; y

d dimensión de la estructura paralela a la dirección del viento, m.

La velocidad crítica del viento, para la cual se generan los vórtices, se calculará para estructuras de sección circular como:

$$V_{cr} = 5n_o d \quad (6.2)$$

donde n_o es la frecuencia natural de vibración de la estructura en el modo fundamental, en Hertz.

El factor de empuje transversal C_T podrá tomarse como 0.28 para estructuras de sección circular, a menos que se cuente con información que justifique valores menores.

6.2 Vibraciones locales

Para el diseño local en flexión perpendicular a la dirección del viento por efecto de vorticidad, de estructuras de pared delgada, tales como chimeneas, deberá considerarse la respuesta de cada anillo de ancho unitario, tomando cualquier altura de la estructura, a una fuerza alternante normal al flujo, con magnitud dada por la ecuación 6.1.

6.3 Omisión de efectos dinámicos de vorticidad

Los requisitos de las secciones 6.1 y 6.2 pueden omitirse en los siguientes casos:

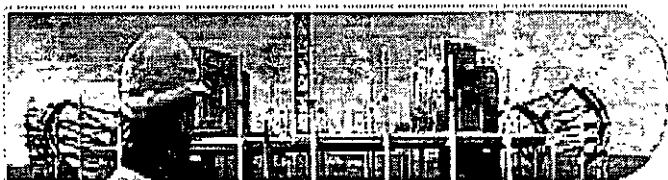
- Quando por medio de observaciones en prototipos o en modelos representativos, se demuestre que la forma, dimensiones o acabado exterior de la estructura son tales que no pueden formarse vórtices importantes cuando actúan sobre ella vientos con velocidad menor o igual que la de diseño.
- Quando el periodo fundamental de la estructura o miembro estructural en estudio difiera cuando menos en 30 por ciento de cualquier valor posible que puedan tener los vórtices alternantes, para velocidades menores o iguales a las de diseño. Esta condición se logra cuando la velocidad crítica, calculada para estructuras de sección circular con la ecuación 6.2, excede de

$$4\sqrt{p_z RC_z} \quad (6.3)$$

para $z = H$



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



... Ingeniería de Civil

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO DE ANÁLISIS Y DISEÑO
DE ESTRUCTURAS**

**NORMAS TÉCNICAS
COMPLEMENTARIAS
CA 88**

TEMA

**REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL
DISTRITO FEDERAL**

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA
DEL 30 DE MAYO AL 03 DE JUNIO DE 2005
PALACIO DE MINERÍA**

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

(Publicado en la *Gaceta Oficial del Distrito Federal* el 29 de enero de 2004)

(Al margen superior izquierdo dos escudos que dicen: **GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.- México** – La Ciudad de la Esperanza)

Andrés Manuel López Obrador, Jefe de Gobierno del Distrito Federal, con fundamento en los artículos 122, Apartado C, Base Segunda, fracción II, inciso b) de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, 8° fracción II, 67 fracción II y 90 del Estatuto de Gobierno del Distrito Federal; 5°, 14, 15, fracciones I, II, IV y V, 23, 24, 26, 27, 31, 39 de la Ley Orgánica del Distrito Federal, 10 fracción X, 29, 34 fracción I de la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal; 9 fracciones I y V, 44 y 45 de la Ley Ambiental del Distrito Federal, he tenido a bien expedir el siguiente:

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

TÍTULO PRIMERO DISPOSICIONES GENERALES

CAPÍTULO ÚNICO DISPOSICIONES GENERALES

ARTÍCULO 1.- Las disposiciones del presente Reglamento y de sus Normas Técnicas Complementarias, son de orden público e interés social.

Las obras de construcción, instalación, modificación, ampliación, reparación y demolición, así como el uso de las edificaciones y los usos, destinos y reservas de los predios del territorio del Distrito Federal, deben sujetarse a las disposiciones de la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal y su Reglamento; de este Reglamento, sus Normas Técnicas Complementarias y demás disposiciones jurídicas y administrativas aplicables

Se aplicará de manera supletoria al presente Reglamento, la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal, además de las disposiciones mencionadas en este ordenamiento.

ARTÍCULO 2 - Para los efectos del presente Reglamento, se entiende por:

- I. Administración, a la Administración Pública del Distrito Federal;
- II. Ley, a la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal;
- III. Ley Orgánica, a la Ley Orgánica de la Administración Pública del Distrito Federal,
- IV. Delegación, al Órgano Político- Administrativo de cada una de las demarcaciones territoriales del Distrito Federal;
- V. Reglamento, al presente Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal,

- VI Programa, al Programa General de Desarrollo del Distrito Federal;
- VII. Predio, al terreno sin construcción;
- VIII. Edificación, a la construcción sobre un predio;
- IX Inmueble, al terreno y construcciones que en él se encuentran,
- X Comisión, a la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables, y
- XI Normas, a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

ARTÍCULO 3.- De conformidad con lo dispuesto por la Ley y la Ley Orgánica, la aplicación y vigilancia del cumplimiento de las disposiciones de este Reglamento corresponde a la Administración, para lo cual tiene las siguientes facultades:

- I. Fijar los requisitos técnicos a que deben sujetarse las construcciones e instalaciones en predios y vía pública, a fin de que se satisfagan las condiciones de habitabilidad, seguridad, higiene, comodidad, accesibilidad y buen aspecto,
- II. Fijar las restricciones a que deben sujetarse las edificaciones y los elementos tales como fuentes, esculturas, arcos, columnas, monumentos y similares localizados en Áreas de Conservación Patrimonial incluyendo las zonas de monumentos Históricos de acuerdo a la Ley Federal de Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticos e Históricos, la Ley de Salvaguarda del Patrimonio Urbanístico Arquitectónico del Distrito Federal, así como a las Normas de Ordenación de los Programas General y Delegacionales;
- III. Establecer de acuerdo con las disposiciones legales aplicables, los fines para los que se pueda autorizar el uso de los predios y determinar el tipo de construcciones que se pueden edificar en ellos, en los términos de lo dispuesto por la Ley,
- IV Registrar las manifestaciones de construcción, así como otorgar o negar licencias de construcción especial y permisos para la ejecución de las obras y el uso de edificaciones y predios a que se refiere el artículo 1 de este Reglamento,
- V. Llevar un padrón clasificado de Directores Responsables de Obra y Corresponsables;
- VI. Practicar visitas de verificación administrativa para que durante el proceso de ejecución y para que el uso que se haga o se haya hecho de un predio, estructura, instalación, edificación o construcción, se ajuste a las características previamente registradas,
- VII Acordar las medidas que fueren procedentes en relación con las edificaciones que pongan en peligro a las personas o sus bienes, o en aquéllas que causen molestias;
- VIII Autorizar o negar, de acuerdo con este Reglamento, la ocupación o uso de una instalación, predio o edificación,
- IX. Realizar, a través del Programa al que se refiere la Ley, los estudios para establecer o modificar las limitaciones respecto a los usos, destinos y reservas referentes a construcciones, tierras, aguas y bosques, así como determinar las densidades de población permisibles,

-

- X. Ejecutar con cargo al propietario o poseedor, las obras que se le hubiere ordenado realizar y que en rebeldía, el mismo no las haya llevado a cabo;
- XI. Ordenar la suspensión temporal o la clausura de obras en ejecución o terminadas y la desocupación en los casos previstos por la Ley, su Reglamento y este Reglamento;
- XII. Ordenar y ejecutar demoliciones de edificaciones en los casos previstos por este Reglamento;
- XIII. Imponer las sanciones correspondientes por violaciones a este Reglamento;
- XIV. Expedir y modificar, cuando lo considere necesario, las Normas de este Reglamento, los acuerdos, instructivos, circulares y demás disposiciones administrativas que procedan para el debido cumplimiento del presente Ordenamiento;
- XV. Utilizar la fuerza pública cuando fuere necesario para hacer cumplir sus disposiciones, y
- XVI. Las demás que le confieren este Reglamento y las disposiciones jurídicas aplicables.

ARTÍCULO 4.- Para el estudio y propuesta de reformas al presente Reglamento, se integrará una comisión, cuyos miembros designará el Jefe de Gobierno del Distrito Federal

La Comisión podrá ampliarse con representantes de asociaciones profesionales y otros organismos e instituciones que la Administración considere oportuno invitar. En este caso, la Administración contará con igual número de representantes

ARTÍCULO 5 - Las áreas competentes en las Delegaciones para registrar manifestaciones de construcción, expedir licencias de construcción especial, permisos y/o autorizaciones, deben contar con un profesional calificado con registro vigente de Director Responsable de Obra, con objeto de que emita las opiniones especializadas que le sean requeridas

ARTÍCULO 6.- Para efectos de este Reglamento, las edificaciones en el Distrito Federal se clasifican de acuerdo a su uso y destino, según se indica en los Programas General, Delegacionales y/o Parciales.

TÍTULO SEGUNDO DE LA VÍA PÚBLICA Y OTROS BIENES DE USO COMÚN

CAPÍTULO I GENERALIDADES

ARTÍCULO 7 - Vía pública es todo espacio de uso común que por disposición de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, se encuentre destinado al libre tránsito, de conformidad con la Ley y reglamentos de la materia, así como todo inmueble que de hecho se destine para ese fin

ARTÍCULO 8 -No se expedirá constancia de alineamiento y número oficial, licencia de construcción especial, orden, autorización, ni registro de manifestación de construcción, para instalación de servicios públicos en predios con frente a la vía pública de hecho o aquella que se presuma como

tal.

CAPÍTULO II DEL USO DE LA VÍA PÚBLICA

ARTÍCULO 9.- Las dependencias y entidades públicas, así como las personas físicas o morales cuyas actividades de planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de instalaciones y de estructuras que tengan algún efecto en la vía pública, deben presentar a la Secretaría de Obras y Servicios al inicio de cada ejercicio anual sus programas de obras para su revisión y aprobación, en su caso.

ARTÍCULO 10.- Se requiere de autorización de la Administración para:

- I Realizar obras, modificaciones o reparaciones en la vía pública,
- II Ocupar la vía pública con instalaciones de servicio público, comercios semifijos, construcciones provisionales o mobiliario urbano;
- III. Romper el pavimento o hacer cortes en las banquetas y guarniciones de la vía pública para la ejecución de obras públicas o privadas, y
- IV. Construir instalaciones subterráneas o aéreas en la vía pública.

La Administración, en correspondencia con los Programas de Desarrollo Urbano y Sectoriales de Vialidad, podrá otorgar autorización para las obras anteriores, señalando en cada caso las condiciones bajo las cuales se conceda, los medios de protección que deberán tomarse, las acciones de restitución y mejoramiento de las áreas verdes y zonas arboladas afectadas, y los horarios en que deban efectuarse.

En caso de autorizaciones en vía pública el solicitante demostrará su interés legítimo. De igual forma deben acompañarse, en caso de que se requiera conforme a la normativa de la materia, las autorizaciones y demás documentos que correspondan.

Los responsables del deterioro de la vía pública, determinados por la autoridad competente, están obligados a efectuar las reparaciones correspondientes para restaurar o mejorar el estado original de la vía pública, o a pagar su importe cuando la Administración las realice.

En ningún caso las obras, reparaciones u ocupación de la vía pública deben ser obstáculo para el libre desplazamiento de personas con discapacidad, de acuerdo a las especificaciones que establezcan las Normas y demás disposiciones aplicables.

Para la expedición de la licencia de construcción especial para realizar trabajos en la vía pública, la Secretaría de Obras y Servicios emitirá las disposiciones que amerite cada caso.

ARTÍCULO 11 - No se autorizará el uso de la vía pública en los siguientes casos:

- I. Para aumentar el área de un predio o de una construcción,
- II. Para obras destinadas a actividades o fines que ocasionen molestias a los vecinos tales como la producción de polvos, humos, malos olores, gases, ruidos y luces intensas;

- III. Para conducir líquidos por su superficie;
- IV. Para depósitos de basura y otros desechos, salvo autorización expresa de la Autoridad con base en lo establecido en la Ley de Residuos Sólidos del Distrito Federal y en las Normas Ambientales aplicables;
- V. Para construir o instalar cualquier elemento, obra o establecimiento fijo o semifijo, que no observe las restricciones establecidas en este Reglamento y demás disposiciones aplicables;
- VI. Para construir o instalar sin autorización de la Administración, obstáculos fijos o semifijos como lo son postes, puertas o cualquier elemento que modifique, limite o restrinja el libre tránsito tanto vehicular como de transeúntes, y
- VII. Para aquellos otros fines que la Administración considere contrarios al interés público

ARTÍCULO 12- Los permisos, licencias de construcción especial o autorizaciones que la Administración otorgue para la ocupación, uso y aprovechamiento de la vía pública o cualesquiera otro bien de uso común o destinado a un servicio público, no crean ningún derecho real o posesorio

Los permisos, licencias de construcción especial o autorizaciones son siempre revocables y temporales y en ningún caso podrán otorgarse en perjuicio del libre, seguro y expedito tránsito, del acceso a los predios colindantes, de los servicios públicos instalados o se obstruya el servicio de una rampa para personas con discapacidad, así como el libre desplazamiento de éstas en las aceras, o en general, de cualesquiera de los fines a que esté destinada la vía pública y los bienes mencionados.

ARTÍCULO 13.- Toda persona física o moral que ocupe con obras o instalaciones la vía pública, está obligada a retirarlas por su cuenta cuando la Administración lo requiera, así como a mantener las señales viales y cualesquiera otras necesarias para evitar accidentes

En los permisos, licencias de construcción especial o autorizaciones que la propia Administración expida para la ocupación, uso o aprovechamiento de la vía pública, se indicará el plazo para retirar las obras o las instalaciones a que se ha hecho referencia.

ARTÍCULO 14 - En casos de fuerza mayor, las empresas concesionarias para prestar servicios públicos pueden ejecutar las obras de emergencia que se requieran, estando obligadas a dar aviso de inmediato y solicitar la autorización correspondiente a la Administración, en un plazo no mayor de tres días, a partir de aquel en que se inicien dichas obras.

Cuando la Administración tenga necesidad de remover o retirar dichas obras, no estará obligada a pagar cantidad alguna y el costo del retiro será a cargo de la empresa concesionaria correspondiente.

ARTÍCULO 15.- La Administración dictará las medidas administrativas necesarias para mantener o recuperar la posesión de la vía pública y demás bienes de uso común o destinados a un servicio

público por la propia Administración, así como para remover cualquier obstáculo, de acuerdo con la legislación vigente

Las determinaciones que dicte la propia Administración en uso de las facultades que le confiere este artículo, podrán ser reclamadas mediante el procedimiento establecido en la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal.

ARTÍCULO 16.- El que ocupe sin autorización la vía pública con construcciones o instalaciones superficiales, aéreas o subterráneas, está obligado a retirarlas o a demolerlas, de no hacerlo, la Administración las llevará a cabo con cargo al propietario o poseedor.

ARTÍCULO 17 - La Administración establecerá las restricciones para la ejecución de rampas en guaraniones y banquetas para la entrada de vehículos, así como las características, normas y tipos para las rampas de servicio a personas con discapacidad y ordenará el uso de rampas móviles cuando corresponda

CAPÍTULO III

DE LAS INSTALACIONES PARA LAS CONDUCCIONES SUBTERRÁNEAS Y AÉREAS EN LA VÍA PÚBLICA

ARTÍCULO 18.- Las obras para la instalación, mantenimiento o retiro de ductos para la conducción de toda clase de fluidos, telecomunicadores, energía eléctrica y cualesquiera otros en el subsuelo de la vía pública y espacios de uso común del dominio del Distrito Federal, se sujetan a las siguientes disposiciones

- I. Previo a la expedición de la licencia de construcción especial correspondiente por parte de la Delegación, los interesados deben presentar el proyecto ejecutivo de la obra desarrollado conforme a las Normas, ante la Secretaría de Obras y Servicios, para su estudio y en su caso, obtener el visto bueno. Esta Secretaría definirá las zonas que por razones técnicas tengan que realizarse con sistemas especiales y aprobará el procedimiento constructivo presentado, y
- II. Deben contar con las autorizaciones federales correspondientes, en zonas de monumentos arqueológicos

ARTÍCULO 19.- Todas las instalaciones aéreas en la vía pública que estén sostenidas por estructuras o postes colocados para ese efecto deben satisfacer, además de los requisitos señalados en las fracciones I y II del artículo anterior, las siguientes disposiciones:

- I. Los cables de retenidas y las ménsulas, las alcayatas, así como cualquier otro apoyo para el ascenso a las estructuras, postes o a las instalaciones, deben colocarse a no menos de 2.50 m. de altura sobre el nivel de banqueta, y
- II. Las estructuras, postes e instalaciones deben ser identificadas por sus propietarios o poseedores con una señal que apruebe la Secretaría de Obras y Servicios y están obligados a conservarlos en buenas condiciones de servicio y a retirarlos cuando dejen de cumplir su función.

ARTÍCULO 20 - La Administración podrá ordenar el retiro o cambio de lugar de estructuras, postes o instalaciones por cuenta de sus propietarios o poseedores, por razones de seguridad o porque se modifique el ancho de las banquetas o se ejecute cualquier obra en la vía pública que lo requiera y establecerá el plazo para tal efecto.

Si no lo hicieren dentro del plazo que se les haya fijado, la propia Administración lo ejecutará a costa de dichos propietarios o poseedores.

No se permitirá colocar estructuras, postes o instalaciones en banquetas, cuando con ellos se impida la entrada a un inmueble o se obstruya el servicio de una rampa para personas con discapacidad, así como el libre desplazamiento de éstas en las banquetas. Si el acceso al predio se construye estando ya colocados la estructura, el poste o la instalación, deberán ser cambiados de lugar por el propietario de los mismos, pero los gastos serán por cuenta del propietario del inmueble.

CAPÍTULO IV DE LA NOMENCLATURA

ARTÍCULO 21.- La Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda establecerá la nomenclatura oficial para la denominación de la vía pública, parques, jardines, plazas y predios en el Distrito Federal.

Las placas de nomenclatura constituyen mobiliario urbano, por lo que se rigen por el reglamento de la materia.

ARTÍCULO 22.- La Delegación, previa solicitud del propietario o poseedor, asignará para cada predio que tenga frente a la vía pública, un sólo número oficial que debe colocarse en la parte visible de la entrada de cada predio y ser claramente legible a una distancia mínima de 20 m.

ARTÍCULO 23 - La Delegación podrá ordenar el cambio del número oficial para lo cual lo notificará al propietario o poseedor, quedando éste obligado a colocar el nuevo número en el plazo que se le fije, pudiendo conservar el anterior 90 días naturales más.

La Delegación notificará dicho cambio al Servicio Postal Mexicano, a la Tesorería del Distrito Federal, al Registro de los Planes y Programas de Desarrollo Urbano y al Registro Público de la Propiedad y de Comercio, a fin de que se hagan las modificaciones necesarias en los registros correspondientes, con copia al propietario o poseedor.

CAPÍTULO V DEL ALINEAMIENTO

ARTÍCULO 24.- El alineamiento es la traza sobre el terreno que limita el predio respectivo con la vía pública en uso o con la futura vía pública, determinada en los planos y proyectos debidamente aprobados. El alineamiento contendrá las afectaciones y las restricciones de carácter urbano que señale la Ley y su Reglamento.

ARTÍCULO 25.- Las Delegaciones expedirán a solicitud del propietario o poseedor, constancias de alineamiento y número oficial que tendrán una vigencia de dos años contados a partir del día siguiente de su expedición.

Si entre la expedición de la constancia a que se refiere este artículo y la presentación de la solicitud de licencia de construcción especial o el registro de manifestación de construcción, se hubiese modificado el alineamiento en los términos del artículo 24 de este Título, el proyecto de construcción deberá ajustarse a los nuevos requerimientos

CAPÍTULO VI DE LAS RESTRICCIONES A LAS CONSTRUCCIONES

ARTÍCULO 26 - Los proyectos para edificaciones que contengan dos o más de los usos a que se refiere este Reglamento se sujetarán en cada una de sus partes a las disposiciones y normas que establezcan los Programas General, Delegacionales y/o Parciales que correspondan.

ARTÍCULO 27.- La Administración hará constar en los permisos, licencias de construcción especial, autorizaciones, constancias de alineamiento, número oficial y certificados que expida, las restricciones para la construcción o para el uso de suelo de los bienes inmuebles, ya sea en forma general, en los conjuntos que indica la Ley y en lugares o en predios específicos que establecen los Programas General, Delegacionales y/o Parciales que correspondan. Los propietarios o poseedores de los inmuebles, tanto públicos como privados, deben respetar las restricciones establecidas.

ARTÍCULO 28.- No podrán ejecutarse nuevas construcciones, obras o instalaciones de cualquier naturaleza, en los monumentos o en las zonas de monumentos a que se refiere la Ley Federal de Monumentos y Zonas Arqueológicas, la Ley de Salvaguarda del Patrimonio Urbanístico y Arquitectónico del Distrito Federal o en aquellas que hayan sido determinadas como de Conservación del Patrimonio Cultural por el Programa, de acuerdo con el catálogo debidamente publicado por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, el Manual Técnico de Procedimientos para la Rehabilitación de Monumentos Históricos en el Distrito Federal y, sin recabar previamente la autorización de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda y la del Instituto Nacional de Antropología e Historia o del Instituto Nacional de Bellas Artes, respectivamente en los ámbitos de su competencia

ARTÍCULO 29.- Las áreas adyacentes a los aeropuertos serán fijadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y en ellas regirán las limitaciones de altura, uso, destino, densidad e intensidad de las edificaciones que fije el Programa, previo dictamen de la mencionada Secretaría.

ARTÍCULO 30.- La Administración determinará las zonas de protección necesarias en los servicios subterráneos tales como viaductos, pasos a desnivel inferior e instalaciones similares, dentro de cuyos límites solamente podrán realizarse excavaciones, cimentaciones, demoliciones y otras obras previa autorización especial de la Administración, la que señalará las obras de protección que sea necesario realizar o ejecutar para salvaguardar los servicios e instalaciones antes mencionados.

La reparación de los daños que se ocasionen en esas zonas, correrán a cargo de la persona física o moral, pública o privada a quien se otorgue la autorización

ARTÍCULO 31.- Si las determinaciones del Programa modificaran el alineamiento oficial de un predio, el propietario o poseedor no podrá efectuar obra nueva o ampliación a las edificaciones existentes que se contrapongan a las nuevas disposiciones, salvo en casos especiales y previa autorización expresa de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda

TÍTULO TERCERO DE LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA Y CORRESPONSABLES

CAPÍTULO I DE LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA

ARTÍCULO 32.- Director Responsable de Obra es la persona física auxiliar de la Administración, con autorización y registro de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, que se hace responsable de la observancia de la Ley, de este Reglamento y demás disposiciones aplicables, en el acto en que otorga su responsiva relativa al ámbito de su intervención profesional.

ARTÍCULO 33.- Para obtener el registro de Director Responsable de Obra, se deben satisfacer los siguientes requisitos:

- I. Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones: Arquitecto, Ingeniero Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor Militar o Ingeniero Municipal;
- II. Acreditar ante la Comisión, que conoce la Ley y su Reglamento, el presente Reglamento y sus Normas, la Ley Ambiental y demás leyes y disposiciones relativas al diseño urbano, vivienda, construcción, imagen urbana, anuncios, equipamiento, mobiliario urbano y la conservación del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o del Distrito Federal, los Programas y las Normas de Ordenación, para lo cual debe obtener el dictamen favorable a que se refiere la fracción III del artículo 46 de este Reglamento;
- III. Acreditar como mínimo cinco años de experiencia en la construcción de obras a las que se refiere este Reglamento, y
- IV. Acreditar que es miembro activo del Colegio de Profesionales respectivo.

ARTÍCULO 34.- Se entiende que un Director Responsable de Obra otorga su responsiva cuando, con ese carácter.

- I. Suscriba una manifestación de construcción o una solicitud de licencia de construcción especial,
- II. Tome a su cargo la supervisión de la ejecución de una edificación y/o instalación, aceptando la responsabilidad de la misma;
- III. Suscriba un dictamen de estabilidad o seguridad estructural de una edificación o instalación,
- IV. Suscriba el Visto Bueno de Seguridad y Operación de una edificación y/o instalación, y
- V. Suscriba un documento relativo a cualquier otra modalidad que determinen las

disposiciones legales y administrativas aplicables.

ARTÍCULO 35.- Para el ejercicio de su función, el Director Responsable de Obra tiene las siguientes obligaciones:

- I. Suscribir y presentar ante la autoridad una manifestación de construcción o una solicitud de licencia de construcción especial;
- II. Dirigir y vigilar la obra asegurándose de que tanto el proyecto, como la ejecución de la misma, cumplan con lo establecido en los ordenamientos y demás disposiciones a que se refiere la fracción II del artículo 33.

El Director Responsable de Obra debe contar con los Corresponsables a que se refiere el artículo 36 de este Reglamento, en los casos que en ese mismo artículo se numeran. En los casos no incluidos en dicho artículo, el Director Responsable de Obra podrá definir libremente la participación de los Corresponsables

El Director Responsable de Obra debe comprobar que cada uno de los Corresponsables con que cuente, según sea el caso, cumpla con las obligaciones que se indican en el artículo 39 de este Reglamento, de no ser así, deberá notificarlo a la Delegación correspondiente y a la Comisión,

- III. Responder de cualquier violación a las disposiciones de este Reglamento. En caso de no ser atendidas las instrucciones del Director Responsable de Obra por el propietario o poseedor, en relación al cumplimiento del Reglamento, debe notificarlo de inmediato a la Delegación correspondiente;
- IV. Planear y supervisar el cumplimiento de las medidas de seguridad en la obra, relativas al personal, terceras personas, sus colindancias y la vía pública,
- V. Llevar en la obra un libro de bitácora foliado y sellado por la Delegación, en el cual se anotarán en original y dos copias, los siguientes datos
 - a) Nombre y firma del propietario o poseedor, del Director Responsable de Obra y del Residente, así como de los Corresponsables y del Perito en Desarrollo Urbano, si los hubiere;
 - b) Nombre o razón social de la persona física o moral que ejecute la obra;
 - c) Materiales empleados para fines estructurales o de seguridad;
 - d) Procedimientos generales de construcción y de control de calidad;
 - e) Descripción de los detalles definidos durante la ejecución de la obra,
 - f) Fecha de las visitas, observaciones e instrucciones del Director Responsable de Obra, así como de los Corresponsables y Perito en Desarrollo Urbano, en su caso;
 - g) Fecha de inicio de cada etapa de la obra, y
 - h) Incidentes y accidentes,
- VI. Colocar en la obra, en lugar visible y legible desde la vía pública, un letrero con su nombre

y, en su caso, de los Corresponsables y sus números de registro, número de registro de manifestación de construcción o de licencia de construcción especial, la vigencia, tipo y uso de la obra y ubicación de la misma,

- VII. Entregar al propietario o poseedor, una vez concluida la obra, los planos actualizados y registrados del proyecto completo en original, el libro de bitácora, memorias de cálculo y conservar un juego de copias de estos documentos;
- VIII. Resellar anualmente el carnet dentro de los 15 días anteriores al aniversario de la fecha de su expedición y refrendar su registro de Director Responsable de Obra cada tres años o cuando lo determine la Administración, sin que sea necesario presentar la documentación que ya obra en poder de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, con excepción del documento del Colegio de Profesionales que lo acredite como miembro activo.

En particular informará a la Comisión sobre su participación en las responsivas suscritas a que se refiere el artículo 34 de este Reglamento durante el período anterior al refrendo o resello,

- IX. Elaborar y entregar al propietario o poseedor de la obra, al término de ésta, los manuales de operación y mantenimiento a que se refiere el artículo 232 de este Reglamento, en los casos de las obras que requieran de dictamen de impacto urbano o impacto urbano-ambiental;
- X. Observar en la elaboración del Visto Bueno de Seguridad y Operación las previsiones contra incendio contenidas en el presente Reglamento y en las Normas;
- XI. Acotar en los planos del proyecto ejecutivo las áreas de donación en las obras que señale la normativa aplicable, y
- XII. Las demás que establezcan las disposiciones legales y administrativas aplicables en la materia

CAPÍTULO II DE LOS CORRESPONSABLES

ARTÍCULO 36.- Corresponsable es la persona física auxiliar de la Administración, con autorización y registro de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, con los conocimientos técnicos adecuados para responder en forma conjunta con el Director Responsable de Obra, o autónoma en las obras en que otorgue su responsiva, en todos los aspectos técnicos relacionados al ámbito de su intervención profesional, mismos que son relativos a la seguridad estructural, al diseño urbano y arquitectónico e instalaciones, y deberá cumplir con lo establecido en la Ley, en este Reglamento y en las demás disposiciones aplicables.

Se requiere responsiva de los Corresponsables para obtener el registro de manifestación de construcción o la licencia de construcción especial a que se refieren los artículos 53 y 58 de este Reglamento, en los siguientes casos:

- I. Corresponsable en Seguridad Estructural, para:
 - a) Las obras de los grupos A y B1 del artículo 139 de este Reglamento, y
 - b) Las edificaciones ubicadas en zonas del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o en áreas de conservación patrimonial del Distrito Federal.

II. Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico, para:

- a) Habitación Plurifamiliar de más de 50 viviendas, hospitales, clínicas, centros de salud, edificaciones para exhibiciones, baños públicos, estaciones y terminales de transporte terrestre, aeropuertos, estudios cinematográficos y de televisión, estaciones de servicio para el expendio de combustible y carburantes, y pasos peatonales,
- b) Las edificaciones ubicadas en zonas del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o en áreas de conservación patrimonial del Distrito Federal;
- c) El resto de las edificaciones que tengan más de 2,000 m² cubiertos, o más de 20 m de altura, sobre nivel medio de banqueta, o con capacidad para más de 250 concurrentes en locales cerrados, o más de 1,000 concurrentes en locales abiertos, y
- d) Estaciones de comunicación celular y/o inalámbrica, chimeneas y/o cualquier otro tipo de instalación que rebase la altura de 15 m sobre su nivel de desplante.

III. Corresponsable en Instalaciones, para:

- a) Habitación plurifamiliar de más de 50 viviendas, baños públicos, lavanderías, tintorerías, lavado y lubricación de vehículos, hospitales, clínicas y centros de salud, instalaciones para exhibiciones, crematorios, aeropuertos, centrales telegráficas, telefónicas y de comunicación, estaciones de radio y televisión, estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, estudios cinematográficos, industria pesada y mediana; plantas, estaciones y subestaciones eléctricas; estaciones de bombeo, albercas con iluminación subacuática, circos, ferias de cualquier magnitud, estaciones de servicio para el expendio de combustible y carburantes, y estaciones de transferencia de basura;
- b) El resto de las edificaciones que tengan más de 2,000 m² cubiertos, o más de 20 m de altura sobre nivel medio de banqueta o más de 250 concurrentes, y
- c) Toda edificación que cuente con elevadores de pasajeros, de carga, industriales, residenciales o escaleras o rampas electromecánicas

ARTÍCULO 37.- Para obtener el registro como Corresponsable se requiere:

- I. Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones:
 - a) Para Seguridad Estructural. Ingeniero Civil, Ingeniero Arquitecto o Ingeniero Constructor Militar;
 - b) Para Diseño Urbano y Arquitectónico Arquitecto, Ingeniero Arquitecto o Ingeniero Municipal;
 - c) Para Instalaciones: Ingeniero Mecánico Electricista, Ingeniero Mecánico o Ingeniero Electricista,

Se podrá obtener otra corresponsabilidad distinta a las asignadas de las profesiones

mencionadas, siempre y cuando el solicitante apruebe, ante la Comisión, una evaluación de conocimientos afines a la corresponsabilidad que aspire;

- II Acreditar ante la Comisión que conoce este Reglamento y sus Normas, en lo relativo a los aspectos correspondientes a su especialidad, para lo cual debe obtener el dictamen favorable a que se refiere la fracción III del artículo 46 de este Reglamento;
- III. Acreditar como mínimo cinco años de experiencia en su especialidad, y
- IV Acreditar que es miembro activo del Colegio de Profesionales respectivo.

ARTÍCULO 38.- Los Corresponsables otorgarán su responsiva en los siguientes casos:

- I. El Corresponsable en Seguridad Estructural, cuando:
 - a) Suscriba conjuntamente con el Director Responsable de Obra una manifestación de construcción o una solicitud de licencia de construcción especial;
 - b) Suscriba los planos del proyecto estructural, la memoria de diseño de la cimentación y la estructura,
 - c) Suscriba los procedimientos de construcción de las obras y los resultados de las pruebas de control de calidad de los materiales empleados;
 - d) Suscriba un dictamen técnico de estabilidad o de seguridad estructural de una edificación o instalación, o
 - e) Suscriba una constancia de seguridad estructural.
- II. El Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico, cuando:
 - a) Suscriba conjuntamente con el Director Responsable de Obra una manifestación de construcción o una solicitud de licencia de construcción especial, o
 - b) Suscriba la memoria y los planos del proyecto urbano y/o arquitectónico
- III El Corresponsable en Instalaciones, cuando:
 - a) Suscriba conjuntamente con el Director Responsable de Obra una manifestación de construcción o una solicitud de licencia de construcción especial;
 - b) Suscriba la memoria de diseño y los planos del proyecto de instalaciones, o
 - c) Suscriba conjuntamente con el Director Responsable de Obra el Visto Bueno de Seguridad y Operación

ARTÍCULO 39.- Para el ejercicio de su función, los Corresponsables tienen las siguientes obligaciones:

- I. El Corresponsable en Seguridad Estructural:

- a) Suscribir, conjuntamente con el Director Responsable de Obra, la manifestación de construcción o la solicitud de licencia de construcción especial cuando se trate de obras clasificadas como grupos A y B1, previstas en el artículo 139 de este Reglamento;
- b) Verificar que en el proyecto de la cimentación y de la superestructura, se hayan realizado los estudios del suelo y de las construcciones colindantes, con objeto de constatar que el proyecto cumple con las características de seguridad necesarias, establecidas en el Título Sexto de este Reglamento;
- c) Verificar que el proyecto cumpla con las características generales para seguridad estructural establecidas en el Capítulo II del Título Sexto de este Reglamento,
- d) Vigilar que la construcción, durante el proceso de la obra, se apegue estrictamente al proyecto estructural, y que tanto los procedimientos como los materiales empleados, correspondan a lo especificado y a las normas de calidad del proyecto. Tendrá especial cuidado en que la construcción de las instalaciones no afecten los elementos estructurales en forma diferente a lo dispuesto en el proyecto;
- e) Notificar al Director Responsable de Obra cualquier irregularidad durante el proceso de la obra que pueda afectar la seguridad estructural de la misma, asentándose en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación, deberá comunicarlo a la Delegación correspondiente y a la Comisión, y
- f) Responder de cualquier violación a las disposiciones de este Reglamento relativas a su especialidad.

II. Del Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico:

- a) Suscribir, conjuntamente con el Director Responsable de Obra, la manifestación de construcción o la solicitud de licencia de construcción especial, cuando se trate de las obras previstas en el artículo 36 de este Reglamento;
- b) Revisar el proyecto en los aspectos correspondientes a su especialidad, verificando que hayan sido realizados los estudios y se hayan cumplido las disposiciones establecidas en los Reglamentos de Construcción y de Anuncios, en los Programas, y las demás disposiciones relativas al Desarrollo Urbano;
- c) Verificar que el proyecto cumpla con las disposiciones relativas al Programa, al Programa General, Delegacional y/o Parcial respectivo, los planos de zonificación para anuncios y las declaratorias de usos, destinos y reservas, con los requerimientos de habitabilidad, accesibilidad, funcionamiento, higiene, servicios, acondicionamiento ambiental, comunicación, prevención de emergencias e integración al contexto e imagen urbana contenidos en el Título Quinto del presente Reglamento, y con las disposiciones legales y reglamentarias en materia de preservación del Patrimonio, tratándose de edificios y conjuntos catalogados como monumentos, o que estén ubicados en áreas de conservación patrimonial;
- d) Vigilar que la construcción, durante el proceso de la obra, se apegue estrictamente al proyecto correspondiente a su especialidad y que tanto los procedimientos como los materiales empleados, correspondan a lo especificado y a las Normas de Calidad del proyecto;
- e) Notificar al Director Responsable de Obra cualquier irregularidad durante el proceso de la obra, que pueda afectar la ejecución del proyecto, asentándose en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación deberá comunicarlo

a la Delegación correspondiente y a la Comisión, y

- f) Responder de cualquier violación a las disposiciones de este Reglamento relativas a su especialidad.

III. Del Corresponsable en Instalaciones:

- a) Suscribir, conjuntamente con el Director Responsable de Obra, la manifestación de construcción o la solicitud de licencia de construcción especial, cuando se trate de las obras previstas en el artículo 36 de este Reglamento;
- b) Revisar el proyecto en los aspectos correspondientes a su especialidad, verificando la factibilidad de otorgamiento de los servicios públicos y que se hayan cumplido las disposiciones de este Reglamento y la legislación vigente al respecto, relativas a la seguridad, control de incendios y funcionamiento de las instalaciones;
- c) Vigilar que la construcción durante el proceso de la obra, se apegue estrictamente al proyecto correspondiente a su especialidad y que tanto los procedimientos como los materiales empleados correspondan a lo especificado y a las Normas de Calidad del proyecto;
- d) Notificar al Director Responsable de Obra cualquier irregularidad durante el proceso de la obra, que pueda afectarla, asentándolo en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación deberá comunicarla a la Delegación correspondiente y a la Comisión, y
- e) Responder de cualquier violación a las disposiciones de este Reglamento, relativas a su especialidad.

IV. Resellar anualmente el carnet dentro de los 15 días anteriores al aniversario de la fecha de su expedición y refrendar su registro cada tres años o cuando lo determine la Administración, sin que sea necesario presentar la documentación que ya obra en poder de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, con excepción del documento del Colegio de Profesionales que lo acredite como miembro activo.

En particular, informará a la Comisión sobre su participación en las responsivas suscritas a que se refiere el artículo 38 de este Reglamento durante el periodo anterior al refrendo o resello.

CAPÍTULO III

DE LAS RESPONSABILIDADES Y SANCIONES DE LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA Y CORRESPONSABLES

ARTÍCULO 40 - Las funciones del Director Responsable de Obra y Corresponsables, en las obras y casos para los que hayan otorgado su responsiva se terminarán:

- I. Cuando ocurra cambio, suspensión o retiro del Director Responsable de Obra y/o Corresponsables en la obra correspondiente.

En este caso se deberá levantar un acta administrativa ante la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, asentando en detalle los motivos por los que el Director Responsable de Obra y/o Corresponsables suspenden o retiran su responsiva, así como el avance de la obra hasta ese momento, la cual será suscrita por la propia Secretaría, por el Director Responsable de Obra y/o Corresponsables, según sea el caso, y por el propietario o poseedor. Una copia de esta acta se enviará a la Delegación y otra se anexará a la

bitácora de la obra.

La Delegación ordenará la suspensión de la obra cuando el Director Responsable de Obra y/o Corresponsables no sean sustituidos en forma inmediata y no permitirá la reanudación hasta en tanto no se designe un nuevo Director Responsable de Obra y/o Corresponsable;

- II. Cuando no hayan refrendado su registro correspondiente, y
- III. Cuando la Delegación expida la autorización de uso y ocupación de la obra.

ARTÍCULO 41 - Para los efectos del presente Reglamento, la responsabilidad de carácter administrativo de los Directores Responsables de Obra y de los Corresponsables termina a los diez años contados a partir de:

- I. La fecha en que se expida la autorización de uso y ocupación a que se refiere el artículo 70 de este Reglamento, o
- II La fecha en que formalmente hayan terminado su responsiva, según se establece en la fracción I del artículo 40 anterior;

ARTÍCULO 42.- La Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda aplicará sanciones a los Directores Responsables de Obra y/o Corresponsables, que determine la Comisión Dictaminadora señalada en la fracción V del artículo 45 de este Reglamento, independientemente de las sanciones previstas en el Capítulo II del Título Décimo Primero del presente ordenamiento, en los siguientes casos:

- I Amonestación por escrito al Director Responsable de Obra o a los Corresponsables, según sea el caso, cuando infrinjan el presente Reglamento, sin causar situaciones que pongan en peligro la vida de las personas y/o los bienes, independientemente de la reparación del daño, así como de la responsabilidad derivada de procesos de índole civil o penal;
- II Suspensión temporal por dos años del registro de Director Responsable de Obra o Corresponsables, según sea el caso, cuando infrinjan el presente Reglamento sin causar situaciones que pongan en peligro la vida de las personas y/o los bienes, independientemente de la reparación del daño, así como de la responsabilidad derivada de procesos de índole civil o penal, cuando:
 - a) Sin conocimiento y aprobación de la Delegación o de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, en su caso, se modifique la obra o instalación sin apegarse a las condiciones de la manifestación de construcción registrada o de la licencia de construcción especial expedida, con excepción de las diferencias permitidas que se señalan en la fracción II del artículo 70 del presente Reglamento, y
 - b) El infractor que acumule dos amonestaciones por escrito en el periodo de un año, contando a partir de la fecha de la primera amonestación, en el supuesto de la fracción I anterior.
- III. Cancelación del registro de Director Responsable de Obra o de Corresponsable, según sea el caso, independientemente de la reparación del daño, así como de la responsabilidad derivada de procesos de índole civil o penal, cuando:

- a) No cumplan con las disposiciones del presente Reglamento, causando situaciones que pongan en peligro la vida de las personas y/o los bienes, y
- b) Hayan obtenido con datos falsos su inscripción al padrón de profesionales respectivo, o cuando se presenten documentos con carácter apócrifo en los trámites que gestionen ante la Administración

En los casos de cancelación de registro, la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda no otorgará nuevamente al infractor el registro en ninguna de las especialidades que se señalan en los artículos 33 y 37 del presente Reglamento.

En el caso de las fracciones II y III, los infractores deben entregar su carnet de registro a la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, dentro de los cinco días hábiles posteriores a la fecha de notificación de la sanción impuesta. La Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda devolverá el carnet de registro al infractor en el supuesto de la fracción II, al término de la suspensión temporal.

Los Directores Responsables de Obra o Corresponsables que hayan sido sancionados serán boletinados a las Delegaciones para que éstas procedan conforme al presente Reglamento. Adicionalmente, se informará al Colegio de Profesionales al que pertenezca el infractor.

CAPÍTULO IV

DE LA COMISIÓN DE ADMISIÓN DE DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA Y CORRESPONSABLES

ARTÍCULO 43 - La Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables es el Órgano Colegiado al que se refiere el tercer párrafo del artículo 92 de la Ley.

ARTÍCULO 44 - La Comisión se integra por.

- I El Secretario de Obras y Servicios, quien la presidirá, y el Secretario de Desarrollo Urbano y Vivienda quien fungirá como Secretario Técnico, y
- II. Un representante de cada uno de los Colegios de Profesionales y Cámaras siguientes, a invitación del Presidente de la Comisión:
 - a) Colegio de Arquitectos de la Ciudad de México;
 - b) Colegio de Ingenieros Civiles de México,
 - c) Colegio de Ingenieros Militares,
 - d) Colegio de Ingenieros Municipales de México;
 - e) Colegio Nacional de Ingenieros Arquitectos de México;
 - f) Colegio de Ingenieros Mecánicos Electricistas,
 - g) Colegio Mexicano de Ingenieros Civiles;
 - h) Cámara Nacional de Empresas de Consultoría, y
 - i) Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción, Delegación Distrito Federal

Todos los miembros de la Comisión deben contar con un suplente. Los representantes de los Colegios y Cámaras deben tener registro vigente de Director Responsable de Obra o de Corresponsable.

Los miembros de la Comisión no podrán formar parte de los Comités señalados en el artículo 46 de este Reglamento y viceversa.

ARTÍCULO 45.- La Comisión tiene las siguientes atribuciones:

- I. Constatar que los aspirantes a obtener el registro de Director Responsable de Obra o Corresponsable cumplan con los requisitos establecidos en los artículos 33 y 37 de este Reglamento;
- II. Admitir con el carácter de Directores Responsables de Obras o Corresponsables, a las personas físicas que hayan cumplido con los requisitos señalados en la fracción anterior,
- III. Emitir opinión sobre la actuación de los Directores Responsables de Obra y Corresponsables cuando le sea solicitada por autoridades de la Administración o de cualquier otra del fuero local o federal;
- IV. Vigilar la actuación de los Directores Responsables de Obra y/o Corresponsables conforme a las disposiciones normativas aplicables, para lo cual podrá realizar visitas a las obras;
- V. Constituirse en Comisión Dictaminadora de las sanciones que señala el artículo 42 de este Reglamento, y
- VI. Las demás que se establezcan en el Manual de Funcionamiento de la Comisión.

ARTÍCULO 46.- Para el cumplimiento de las atribuciones a que se refiere el artículo anterior, la Comisión contará con cuatro Comités Técnicos, integrados por profesionales de reconocida experiencia y capacidad técnica, los cuales serán nombrados por la Comisión.

El Presidente de la Comisión tiene derecho de veto en la designación de los miembros de los Comités.

Dichos Comités quedarán integrados de la siguiente forma:

- I. Un Comité Técnico de Directores Responsables de Obra, por dos especialistas en diseño y construcción de cimentaciones y estructuras, dos en diseño urbano y arquitectónico, dos en instalaciones,
- II. Tres Comités Técnicos de Corresponsables, uno por cada una de las siguientes disciplinas: seguridad estructural, diseño urbano y arquitectónico, e instalaciones. Se formará cada cual con seis profesionales especialistas en la correspondiente disciplina;
- III. Los Comités evaluarán los conocimientos de los aspirantes a Director Responsable de Obra y/o Corresponsables a que se refieren la fracción II del artículo 33 y la fracción II del artículo 37, debiendo emitir el dictamen correspondiente y enviarlo a la Comisión, para los efectos conducentes, y
- IV. Los miembros de los Comités durarán en sus funciones dos años.

El Secretario de Obras y Servicios expedirá los Manuales de Funcionamiento de la Comisión y de sus Comités Técnicos de conformidad con la normativa aplicable.

Dichos manuales deberán publicarse en la Gaceta Oficial del Distrito Federal.

TÍTULO CUARTO DE LAS MANIFESTACIONES DE CONSTRUCCIÓN Y DE LAS LICENCIAS DE CONSTRUCCIÓN ESPECIAL

CAPÍTULO I DE LAS MANIFESTACIONES DE CONSTRUCCIÓN

ARTÍCULO 47.- Para construir, ampliar, reparar o modificar una obra o instalación de las señaladas en el artículo 51 de este Reglamento, el propietario o poseedor del predio o inmueble, en su caso, el Director Responsable de Obra y los Corresponsables, previo al inicio de los trabajos debe registrar la manifestación de construcción correspondiente, conforme a lo dispuesto en el presente Capítulo.

No procede el registro de manifestación de construcción cuando el predio o inmueble se localice en suelo de conservación.

ARTÍCULO 48.- Para registrar la manifestación de construcción de una obra o instalación, el interesado debe presentar en el formato correspondiente y ante la autoridad competente, la declaración bajo protesta de decir verdad, de cumplir con este Reglamento y demás disposiciones aplicables

Los derechos que cause el registro de manifestación de construcción deben ser cubiertos conforme a la autodeterminación que realice el interesado, de acuerdo con las tarifas establecidas por el Código Financiero del Distrito Federal para cada modalidad de manifestación de construcción

El interesado debe llenar el formato correspondiente anexando el comprobante de pago de derechos y, en su caso de los aprovechamientos que procedan, así como los documentos que se señalan para cada modalidad de manifestación de construcción. La autoridad competente registrará la manifestación de construcción y, en su caso, anotará los datos indicados en el Carnet del Director Responsable de Obra y los Corresponsables siempre que el interesado cumpla con la entrega de los documentos y proporcione los datos requeridos en el formato respectivo, sin examinar el contenido de los mismos. En caso de que faltare algunos de los requisitos, no se registrará dicha manifestación

La misma autoridad entregará al interesado la manifestación de construcción registrada y una copia del croquis o los planos y demás documentos técnicos con sello y firma original. A partir de ese momento el interesado podrá iniciar la construcción.

ARTÍCULO 49.- En el caso de las zonas arboladas que la obra pueda afectar, la Delegación establecerá las condiciones mediante las cuales se llevará a cabo la reposición de los árboles afectados con base en las disposiciones que al efecto expida la Secretaría del Medio Ambiente.

ARTÍCULO 50 - Registrada la manifestación de construcción, la autoridad revisará los datos y documentos ingresados y verificará el desarrollo de los trabajos, en los términos establecidos en el Reglamento de Verificación Administrativa para el Distrito Federal.

ARTÍCULO 51.- Las modalidades de manifestación de construcción son las siguientes:

I Manifestación de construcción tipo A:

- a) Construcción de no más de una vivienda unifamiliar de hasta 200 m² construidos, en un predio con frente mínimo de 6 m., dos niveles, altura máxima de 5.5 m y claros libres no mayores de 4 m., la cual debe contar con la dotación de servicios y condiciones básicas de habitabilidad que señala este Reglamento, el porcentaje del área libre, el número de cajones de estacionamiento y cumplir en general lo establecido en los Programas de Desarrollo Urbano.

Cuando el predio esté ubicado en zona de riesgo, se requerirá de manifestación de construcción tipo B;

- b) Ampliación de una vivienda unifamiliar, cuya edificación original cuente con licencia de construcción, registro de obra ejecutada o registro de manifestación de construcción, siempre y cuando no se rebasen el área total de 200 m² de construcción, incluyendo la ampliación, dos niveles, 5.5 m. de altura y claros libres de 4 m ;
- c) Reparación o modificación de una vivienda, así como cambio de techos o entrepisos, siempre que los claros libres no sean mayores de 4 m. ni se afecten elementos estructurales importantes;
- d) Construcción de bardas con altura máxima de 2.50 m.;
- e) Apertura de claros de 1.5 m como máximo en construcciones hasta de dos niveles, si no se afectan elementos estructurales y no se cambia total o parcialmente el uso o destino del inmueble, y
- f) Instalación de cisternas, fosas sépticas o albañales;

II. Manifestación de construcción tipo B.

Para usos no habitacionales o mixtos de hasta 5,000 m² o hasta 10,000 m² con uso habitacional, salvo lo señalado en la fracción anterior, y

III. Manifestación de construcción tipo C.

Para usos no habitacionales o mixtos de más de 5,000 m² o más de 10,000 m² con uso habitacional, o construcciones que requieran de dictamen de impacto urbano o impacto urbano-ambiental.

ARTÍCULO 52.- La manifestación de construcción tipo A se presentará en la Delegación donde se localice la obra en el formato que establezca la Administración suscrita por el propietario o poseedor y debe contar con lo siguiente

-
- I. Nombre y domicilio del propietario o poseedor, así como la ubicación del predio donde se pretenda construir;
 - II. Constancia de alineamiento y número oficial vigente, con excepción de los incisos e) y f) de la fracción I del artículo 51 del presente Reglamento;
 - III. Comprobantes de pago de los derechos respectivos,
 - IV. Plano o croquis que contenga la ubicación, superficie del predio, metros cuadrados por construir, distribución y dimensiones de los espacios, área libre, y en su caso, número de cajones de estacionamiento;
 - V. Aviso de intervención registrado por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, cuando el inmueble se encuentre en área de conservación patrimonial del Distrito Federal, y
 - VI. Autorización emitida por autoridad competente, cuando la obra se ubique en zonas de conservación del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación, y
 - VII. Para el caso de construcciones que requieran la instalación de tomas de agua y conexión a la red de drenaje, la solicitud y comprobante del pago de derechos a que se refiere el artículo 128 de este Reglamento.

En el caso previsto en el inciso b) de la fracción I del artículo 51 de este Reglamento, adicionalmente se debe presentar licencia de construcción o el registro de obra ejecutada de la edificación original, o en su caso, el registro de manifestación de construcción, así como indicar en el plano o croquis, la edificación original y el área de ampliación.

El propietario o poseedor se obliga a colocar en la obra, en lugar visible y legible desde la vía pública, un letrero con el número de registro de la manifestación de construcción, datos generales de la obra, ubicación y vigencia de la misma

ARTÍCULO 53 - Para las manifestaciones de construcción tipos B y C, se deben cumplir los siguientes requisitos:

- I. Presentar manifestación de construcción ante la Delegación en donde se localice la obra en el formato que establezca la Administración, suscrita por el propietario, poseedor o representante legal, en la que se señalará el nombre, denominación o razón social del o de los interesados, domicilio para oír y recibir notificaciones; ubicación y superficie del predio de que se trate; nombre, número de registro y domicilio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del o de los Corresponsables, acompañada de los siguientes documentos
 - a) Comprobantes de pago de los derechos correspondientes y en su caso, de los aprovechamientos;
 - b) Constancia de alineamiento y número oficial vigente y cualquiera de los documentos siguientes: certificado único de zonificación de uso de suelo específico y factibilidades o certificado de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos o el resultado de la consulta del Sistema de Información Geográfica relativo al uso y factibilidades del predio,
 - c) Dos tantos del proyecto arquitectónico de la obra en planos a escala, debidamente acotados y con las especificaciones de los materiales, acabados y equipos a utilizar, en los que se debe incluir, como mínimo: croquis de localización del predio,

levantamiento del estado actual, indicando las construcciones y árboles existentes; planta de conjunto, mostrando los límites del predio y la localización y uso de las diferentes partes edificadas y áreas exteriores, plantas arquitectónicas, indicando el uso de los distintos locales y las circulaciones, con el mobiliario fijo que se requiera; cortes y fachadas, cortes por fachada, cuando colinden en vía pública y detalles arquitectónicos interiores y de obra exterior; plantas, cortes e isométricos en su caso, de las instalaciones hidrosanitarias, eléctricas, gas, instalaciones especiales y otras, mostrando las trayectorias de tuberías, alimentaciones y las memorias correspondientes

Estos planos deben acompañarse de la memoria descriptiva, la cual contendrá como mínimo, el listado de locales construidos y áreas libres de que consta la obra, con la superficie y el número de ocupantes o usuarios de cada uno, los requerimientos mínimos de acceso y desplazamiento de personas con discapacidad, cumpliendo con las Normas correspondientes, coeficientes de ocupación y de utilización del suelo, de acuerdo a los Programas General, Delegacionales y/o Parciales, en su caso; y la descripción de los dispositivos que provean el cumplimiento de los requerimientos establecidos por este Reglamento en cuanto a salidas y muebles hidrosanitarios, niveles de iluminación y superficies de ventilación de cada local, visibilidad en salas de espectáculos, resistencia de los materiales al fuego, circulaciones y salidas de emergencia, equipos de extinción de fuego, y diseño de las instalaciones hidrosanitarias, eléctricas, de gas y otras que se requieran.

Estos documentos deben estar firmados por el propietario o poseedor, por el Director Responsable de Obra y los Corresponsables en Diseño Urbano y Arquitectónico y en Instalaciones, en su caso

De los dos tantos de planos, uno quedará en poder de la Delegación y el otro en poder del propietario o poseedor, este último tanto debe conservarse en la obra;

- d) Dos tantos del proyecto estructural de la obra en planos debidamente acotados, con especificaciones que contengan una descripción completa y detallada de las características de la estructura incluyendo su cimentación. Se especificarán en ellos los datos esenciales del diseño como las cargas vivas y los coeficientes sísmicos considerados y las calidades de materiales. Se indicarán los procedimientos de construcción recomendados, cuando éstos difieran de los tradicionales. Deberán mostrarse en planos los detalles de conexiones, cambios de nivel y aberturas para ductos. En particular, para estructuras de concreto se indicarán mediante dibujos acotados los detalles de colocación y traslapes de refuerzo de las conexiones entre miembros estructurales.

En los planos de estructuras de acero se mostrarán todas las conexiones entre miembros, así como la manera en que deben unirse entre sí los diversos elementos que integran un miembro estructural. Cuando se utilicen remaches o tornillos se indicará su diámetro, número, colocación y calidad, y cuando las conexiones sean soldadas se mostrarán las características completas de la soldadura, éstas se indicarán utilizando una simbología apropiada y, cuando sea necesario, se complementará la descripción con dibujos acotados y a escala.

En el caso de que la estructura esté formada por elementos prefabricados o de patente, los planos estructurales deberán indicar las condiciones que éstos deben cumplir en cuanto a su resistencia y otros requisitos de comportamiento. Deben especificarse los herrajes y dispositivos de anclaje, las tolerancias dimensionales y procedimientos de montaje

Deberán indicarse asimismo, los procedimientos de apuntalamiento, erección de elementos prefabricados y conexiones de una estructura nueva con otra existente.

En los planos de fabricación y en los de montaje de estructuras de acero o de concreto prefabricado, se proporcionará la información necesaria para que la estructura se fabrique y monte de manera que se cumplan los requisitos indicados en los planos estructurales.

Estos planos deben acompañarse de la memoria de cálculo en la cual se describirán, con el nivel de detalle suficiente para que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto, los criterios de diseño estructural adoptados y los principales resultados del análisis y el dimensionamiento. Se incluirán los valores de las acciones de diseño y los modelos y procedimientos empleados para el análisis estructural. Se incluirá una justificación del diseño de la cimentación y de los demás documentos especificados en el Título Sexto de este Reglamento

De los dos tantos de planos, uno quedará en poder de la Delegación y el otro en poder del propietario o poseedor, este último tanto debe conservarse en la obra.

Los planos anteriores deben incluir el proyecto de protección a colindancias y el estudio de mecánica de suelos cuando proceda, de acuerdo con lo establecido en este Reglamento. Estos documentos deben estar firmados por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso;

- e) Libro de bitácora de obra foliado, para ser sellado por la Delegación correspondiente, el cual debe conservarse en la obra, y
 - f) Responsiva del Director Responsable de Obra del proyecto de la obra, así como de los Corresponsables en los supuestos señalados en el artículo 36 de este Reglamento;
- II. Para el caso de construcciones que requieran la instalación o modificación de tomas de agua y conexión a la red de drenaje, la solicitud y comprobante del pago de derechos a que se refiere el artículo 128 de este Reglamento;
- III. Presentar dictamen favorable del estudio de impacto urbano o impacto urbano-ambiental, para los casos señalados en la fracción III del artículo 51 de este Reglamento, y
- IV. Presentar acuse de recibo del aviso de ejecución de obras ante la Secretaría del Medio Ambiente, cuando se trate de proyectos habitacionales de más de 20 viviendas.

Cuando la obra se localice en un predio perteneciente a dos o más Delegaciones, o se trate de vivienda de interés social o popular que forme parte de los programas promovidos por las dependencias y entidades de la Administración, la manifestación de construcción se presentará ante la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Cuando se trate de zonas de conservación del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o área de conservación patrimonial del Distrito Federal, se requiere además, cuando corresponda, el dictamen técnico de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, el visto bueno del Instituto Nacional de Bellas Artes y/o la licencia del Instituto Nacional de Antropología e Historia, así como la responsiva de un Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico.

En el caso de ampliaciones, modificaciones o reparaciones en edificaciones existentes, se debe presentar, de la obra original, la licencia de construcción especial o el registro de manifestación de construcción o el registro de obra ejecutada, así como indicar en planos la edificación original y el área donde se realizarán estos trabajos

ARTÍCULO 54.- El tiempo de vigencia del registro de manifestación de construcción será:

- I. Para las obras previstas en los incisos a) y b) de la fracción I del artículo 51 de este Reglamento; un año prorrogable;
- II. Para las obras previstas en los incisos c), d), e) y f) de la fracción I del artículo 51 de este Reglamento, un año prorrogable, y
- III. Para las obras previstas en las fracciones II y III del artículo 51 de este Reglamento
 - a) Un año, para la edificación de obras con superficie hasta de 300 m²,
 - b) Dos años, para la edificación de obras con superficie mayor a 300 m² y hasta 1,000 m², y
 - c) Tres años, para la edificación de obras con superficie de más de 1,000 m².

El propietario o poseedor debe informar a la Delegación de la conclusión de los trabajos, dentro de los 15 días siguientes como se indica en el artículo 65 de este Reglamento.

CAPÍTULO II DE LAS LICENCIAS DE CONSTRUCCIÓN ESPECIAL

ARTÍCULO 55 - La licencia de construcción especial es el documento que expide la Delegación antes de construir, ampliar, modificar, reparar, demoler o dismantelar una obra o instalación.

ARTÍCULO 56.- Los derechos que causen las licencias de construcción especial serán cubiertos conforme al Código Financiero del Distrito Federal, los cuales se autodeterminarán por los interesados

La licencia de construcción especial y una copia de los planos sellados se entregarán al propietario o poseedor, o al representante legal.

En el caso de las zonas arboladas que la obra pueda afectar, la Delegación establecerá las condiciones mediante las cuales se llevará a cabo la reposición de los árboles afectados con base en las disposiciones que al efecto expida la Secretaría del Medio Ambiente

ARTÍCULO 57 - Las modalidades de licencias de construcción especial que se regulan en el presente Reglamento son las siguientes:

- I. Edificaciones en suelo de conservación,
- II. Instalaciones subterráneas o aéreas en la vía pública,
- III. Estaciones repetidoras de comunicación celular o inalámbrica;
- IV. Demoliciones,

- V. Excavaciones o cortes cuya profundidad sea mayor de un metro,
- VI. Tapiales que invadan la acera en una medida superior a 0.5 m.;
- VII. Obras o instalaciones temporales en propiedad privada y de la vía pública para ferias, aparatos mecánicos, circos, carpas, graderías desmontables y otros similares, y
- VIII. Instalaciones o modificaciones en edificaciones existentes, de ascensores para personas, montacargas, escaleras mecánicas o cualquier otro mecanismo de transporte electro-mecánico.

ARTÍCULO 58 - Para obtener la licencia de construcción especial, se deben cumplir con los siguientes requisitos:

- I. Cuando se trate de edificaciones en suelo de conservación, entregar:
 - a) Solicitud ante la Delegación en donde se localice la obra, en el formato que establezca la Administración, suscrita por el propietario, poseedor o representante legal, en la que se señale el nombre, denominación o razón social del o de los interesados, domicilio para oír y recibir notificaciones; ubicación y superficie del predio de que se trate; nombre, número de registro y domicilio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del o de los Corresponsables,
 - b) Comprobante de pago de derechos,
 - c) Constancia de alineamiento y número oficial vigente y además cualesquiera de los documentos siguientes: certificado único de zonificación de uso de suelo específico y factibilidades o certificado de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos o el resultado de la consulta del Sistema de Información Geográfica relativo al uso y factibilidades del predio;
 - d) Proyecto de captación de agua pluvial y tratamiento de aguas residuales autorizados por la Secretaría del Medio Ambiente,
 - e) Dos tantos del proyecto arquitectónico de la obra en planos a escala, debidamente acotados y con las especificaciones de los materiales, acabados y equipos a utilizar, en los que se deberán incluir, como mínimo: croquis de localización del predio, levantamiento del estado actual, indicando las construcciones y árboles existentes, planta de conjunto, mostrando los límites del predio y la localización y uso de las diferentes partes edificadas y áreas exteriores; plantas arquitectónicas, indicando el uso de los distintos locales y las circulaciones, con el mobiliario fijo que se requiera; cortes y fachadas; cortes por fachada, cuando colinden en vía pública y detalles arquitectónicos interiores y de obra exterior; plantas, cortes e isométricos en su caso, de las instalaciones hidrosanitarias, eléctricas, gas, instalaciones especiales y otras, mostrando las trayectorias de tuberías, alimentaciones y las memorias correspondientes

Estos planos deberán acompañarse de la memoria descriptiva, la cual contendrá como mínimo: el listado de locales construidos y áreas libres de que consta la obra, con la superficie y el número de ocupantes o usuarios de cada uno; los requerimientos mínimos de acceso y desplazamiento de personas con discapacidad, cumpliendo con las Normas correspondientes, coeficientes de ocupación y de utilización del suelo, de acuerdo a los Programas General, Delegacionales y/o Parciales, en su caso; y la descripción de los dispositivos que

provean el cumplimiento de los requerimientos establecidos por este Reglamento en cuanto a salidas y muebles hidrosanitarios, niveles de iluminación y superficies de ventilación de cada local, visibilidad en salas de espectáculos, resistencia de los materiales al fuego, circulaciones y salidas de emergencia, equipos de extinción de fuego, y diseño de las instalaciones hidrosanitarias, eléctricas, de gas y otras que se requieran.

Estos documentos deberán estar firmados por el propietario o poseedor, por el Director Responsable de Obra y los Corresponsables en Diseño Urbano y Arquitectónico y en Instalaciones, en su caso.

De los dos tantos de planos, uno quedará en poder de la Delegación y el otro en poder del propietario o poseedor; este último tanto deberá conservarse en la obra;

- f) Dos tantos del proyecto estructural de la obra en planos debidamente acotados, con especificaciones que contengan una descripción completa y detallada de las características de la estructura incluyendo su cimentación. Se especificarán en ellos los datos esenciales del diseño como las cargas vivas y los coeficientes sísmicos considerados y las calidades de materiales. Se indicarán los procedimientos de construcción recomendados, cuando éstos difieran de los tradicionales. Deberán mostrarse en planos los detalles de conexiones, cambios de nivel y aberturas para ductos. En particular, para estructuras de concreto se indicarán mediante dibujos acotados los detalles de colocación y traslapes de refuerzo de las conexiones entre miembros estructurales.

En los planos de estructuras de acero se mostrarán todas las conexiones entre miembros, así como la manera en que deben unirse entre sí los diversos elementos que integran un miembro estructural. Cuando se utilicen remaches o tornillos se indicará su diámetro, número, colocación y calidad, y cuando las conexiones sean soldadas se mostrarán las características completas de la soldadura; éstas se indicarán utilizando una simbología apropiada y, cuando sea necesario, se complementará la descripción con dibujos acotados y a escala.

En el caso de que la estructura esté formada por elementos prefabricados o de patente, los planos estructurales deberán indicar las condiciones que éstos deben cumplir en cuanto a su resistencia y otros requisitos de comportamiento. Deberán especificarse los herrajes y dispositivos de anclaje, las tolerancias dimensionales y procedimientos de montaje.

Deberán indicarse asimismo, los procedimientos de apuntalamiento, erección de elementos prefabricados y conexiones de una estructura nueva con otra existente.

En los planos de fabricación y en los de montaje de estructuras de acero o de concreto prefabricado, se proporcionará la información necesaria para que la estructura se fabrique y monte de manera que se cumplan los requisitos indicados en los planos estructurales.

Estos planos serán acompañados de la memoria de cálculo en la cual se describirán, con el nivel de detalle suficiente para que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto, los criterios de diseño estructural adoptados y los principales resultados del análisis y el dimensionamiento. Se incluirán los valores de las acciones de diseño y los modelos y procedimientos empleados para el análisis estructural. Se incluirá una justificación del diseño de la cimentación y de los demás documentos especificados en el Título Sexto de este Reglamento.

De los dos tantos de planos, uno quedará en poder de la Delegación y el otro en

poder del propietario o poseedor; este último tanto deberá conservarse en la obra.

Los planos anteriores deberán incluir el proyecto de protección a colindancias y el estudio de mecánica de suelos cuando proceda, de acuerdo con lo establecido en este Reglamento. Estos documentos deberán estar firmados por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso,

- g) Libro de bitácora de obra foliado, para ser sellado por la Delegación correspondiente, el cual debe conservarse en la obra,
- h) Responsiva del Director Responsable de Obra del proyecto de la obra, así como de los Corresponsables en los supuestos señalados en el artículo 36 de este Reglamento, y
- i) Presentar dictamen favorable del estudio de impacto ambiental, en su caso.

Cuando se trate de zonas de conservación del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o área de conservación patrimonial del Distrito Federal, se requiere además, cuando corresponda, el dictamen técnico de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, el visto bueno del Instituto Nacional de Bellas Artes y/o la licencia del Instituto Nacional de Antropología e Historia, así como la responsiva de un Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico;

II Cuando se trate de instalaciones subterráneas o aéreas en la vía pública, se debe entregar:

- a) Solicitud ante la Delegación en donde se localice la obra, en el formato que establezca la Administración, suscrita por el interesado, en la que se señale el nombre, denominación o razón social y en su caso, del representante legal; domicilio para oír y recibir notificaciones; ubicación y características principales de la instalación de que se trate, nombre, número de registro y domicilio del Director Responsable de Obra y los Corresponsables,
- b) Comprobante de pago de derechos;
- c) Cinco tantos de los planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones, así como las memorias de cálculo respectivas, signados por el Director Responsable de Obra y del Corresponsable en Instalaciones, cuando se trate de obras para la conducción de fluidos eléctricos, gas natural, petroquímicos y petrolíferos. El proyecto deberá ser formulado de conformidad con las Normas y demás disposiciones aplicables en la materia;
- d) Versión en archivo electrónico de los planos indicados en el inciso anterior;
- e) Memoria descriptiva y de instalaciones signadas por el Director Responsable de Obra y del Corresponsable en Instalaciones, de conformidad con lo dispuesto en el inciso c) anterior,
- f) Visto bueno de las áreas involucradas de la Administración Pública Federal y/o local, de conformidad con las disposiciones aplicables;
- g) Libro de bitácora de obra foliado para ser sellado por la Delegación correspondiente, el cual debe conservarse en la obra, y
- h) Responsiva del Director Responsable de Obra y el Corresponsable en

Instalaciones

Cuando se trate de zonas de conservación del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación, se exigirá el visto bueno del Instituto Nacional de Bellas Artes y/o la licencia del Instituto Nacional de Antropología e Historia

De los cinco tantos de planos y el archivo electrónico de los mismos, uno quedará en poder de la Delegación, otro será para el interesado, el tercero para el Director Responsable de Obra, el cuarto tanto deberá conservarse en la obra y el quinto junto con el archivo electrónico quedará en poder de la Dirección General de Obras Públicas, de la Secretaría de Obras y Servicios.

III. Cuando se trate de estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, se debe entregar

- a) Solicitud ante la Delegación en donde se localice la obra, en el formato que establezca la Administración, suscrita por el interesado, en la que se señalará el nombre, denominación o razón social y en su caso, del representante legal; domicilio para oír y recibir notificaciones; ubicación y características principales de la obra y/o instalación de que se trate; nombre, número de registro y domicilio del Director Responsable de Obra y de los Corresponsables;
- b) Comprobantes de pago de derechos;
- c) Constancia de alineamiento y número oficial vigente y el resultado de la consulta del Sistema de Información Geográfica relativo al uso del suelo o certificado de zonificación para usos de suelo específico, o certificado de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos;
- d) Cinco tantos de los planos arquitectónicos, estructurales, de instalaciones, los cálculos y memorias descriptivas, signados por el Director Responsable de Obra y el o los Corresponsables en su caso. El proyecto debe ser formulado de conformidad con las Normas y demás disposiciones aplicables en la materia;
- e) Versión en archivo electrónico de los planos indicados en el inciso anterior,
- f) Libro de bitácora de obra foliado para ser sellado por la Delegación correspondiente, el cual debe conservarse en la obra;
- g) Responsiva del Director Responsable de Obra y el o los Corresponsables, en su caso, y
- h) Dictámenes de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda y de las demás dependencias, órganos o entidades de la Administración Pública Federal y/o local que señalen las disposiciones en la materia.

Cuando se trate de zonas de conservación del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación, se exigirá el visto bueno del Instituto Nacional de Bellas Artes y/o la licencia del Instituto Nacional de Antropología e Historia.

De los cinco tantos de planos, uno quedará en poder de la Delegación, otro será para el interesado, el tercero para el Director Responsable de Obra, el cuarto tanto debe conservarse en la obra y el quinto, junto con el archivo electrónico, quedará en poder de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda;

IV. Cuando se trate de demoliciones, salvo en el caso señalado en la fracción VI del artículo 62, se debe entregar.

- a) Solicitud ante la Delegación en donde se localice la obra, en el formato que establezca la Administración, suscrita por el interesado, en la que se señalará el nombre, denominación o razón social y en su caso, del representante legal; domicilio para oír y recibir notificaciones; ubicación y características principales de la obra de que se trate; nombre, número de registro y domicilio del Director Responsable de Obra y los Corresponsables;
- b) Acreditar la propiedad del inmueble;
- c) Comprobantes de pago de derechos;
- d) Constancia de alineamiento y número oficial vigente;
- e) Libro de bitácora foliado para ser sellado por la Delegación;
- f) Responsiva del Director Responsable de Obra y de los Corresponsables, en su caso,
- g) Memoria descriptiva del procedimiento que se vaya a emplear y la indicación del sitio de disposición donde se va a depositar el material producto de la demolición, documentos que deberán estar firmados por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso;
- h) Medidas de protección a colindancias, y
- i) En su caso, el programa a que se refiere el artículo 236 y lo establecido en el artículo 238 de este Reglamento

Se deberá cumplir con lo establecido en la Ley de Residuos Sólidos del Distrito Federal y las Normas Ambientales aplicables.

Para demoler inmuebles declarados como parte del Patrimonio Cultural del Distrito Federal, se requiere autorización expresa del Jefe de Gobierno del Distrito Federal.

V. Cuando se trate de las licencias de construcción especial señaladas en las fracciones V, VI, VII y VIII del artículo 57 de este Reglamento, se debe entregar:

- a) Solicitud ante la Delegación en donde se localice la obra, en el formato que establezca la Administración, suscrita por el interesado, en la que se señale el nombre, denominación o razón social y en su caso, del representante legal, domicilio para oír y recibir notificaciones; ubicación y características principales de la obra o instalación de que se trate; nombre, número de registro y domicilio del Director Responsable de Obra y los Corresponsables;
- b) Comprobantes de pago de derechos, y
- c) Responsiva del Director Responsable de Obra y los Corresponsables, en su caso

Para instalaciones o modificaciones en edificaciones existentes, de ascensores para personas, montacargas, escaleras mecánicas o cualquier otro mecanismo de transporte electromecánico, la solicitud de licencia de construcción especial se debe acompañar con los datos referentes a la ubicación del edificio y el tipo de servicios a que se destinará, así

como dos juegos completos de planos, especificaciones y bitácora proporcionados por la empresa que fabrique el aparato, y de una memoria donde se detallen los cálculos que hayan sido necesarios. De los dos tantos, uno será para la Delegación y el otro para el propietario; este último debe conservarse en la obra

ARTÍCULO 59.- La licencia de construcción especial, debe expedirse en un plazo máximo de 24 horas contadas a partir del día hábil siguiente a la recepción de la solicitud, con excepción de las que se refieran a la construcción, reparación o mantenimiento de instalaciones subterráneas o aéreas, a las construcciones que se pretendan ejecutar en suelo de conservación o aquellas que de acuerdo con las disposiciones aplicables en la materia requieran de la opinión de una o varias dependencias, órganos o entidades de la Administración Pública Federal o local. En estos casos, el plazo será de 30 días hábiles contados a partir de la fecha de recepción de la solicitud.

Una vez que el propietario o poseedor haya cumplido con los requisitos establecidos en el formato que corresponda, la Delegación debe expedir la licencia de construcción especial, sin revisar el proyecto, anotando los datos correspondientes en el carnet del Director Responsable de Obra y/o Corresponsables, en su caso.

Transcurridos los plazos señalados en este artículo, sin haber resolución de la autoridad, se entenderá otorgada la licencia de construcción especial, procediendo la afirmativa ficta, salvo que se trate de construcciones que se pretendan ejecutar en suelo de conservación o aquellas relativas a instalaciones subterráneas o aéreas, en cuyo caso se entenderá negada la licencia.

Expedida la licencia de construcción especial, la Delegación podrá revisar el expediente y realizar visitas de verificación cuando lo considere conveniente y procederá conforme a sus atribuciones

El Director Responsable de Obra, es responsable de que el proyecto de la obra o instalación y los requisitos constructivos cumplan con lo establecido en este Reglamento y demás disposiciones aplicables en la materia.

ARTÍCULO 60.- El tiempo de vigencia de la licencia de construcción especial, será como sigue.

- I. Hasta por tres meses, para las obras previstas en las fracciones II, III, V, VI, VII y VIII del artículo 57 de este Reglamento, y
- II. Hasta por un año, en el caso de las fracciones I y IV del artículo 57 de este Reglamento.

CAPÍTULO III

DE LAS DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS SOBRE MANIFESTACIONES DE CONSTRUCCIÓN Y LICENCIAS DE CONSTRUCCIÓN ESPECIAL

ARTÍCULO 61.- Para ejecutar obras, instalaciones públicas o privadas en la vía pública o en predios de propiedad pública o privada, es necesario registrar la manifestación de construcción u obtener la licencia de construcción especial, salvo en los casos a que se refieren los artículos 62 y 63 de este Reglamento

ARTÍCULO 62 - No se requiere manifestación de construcción ni licencia de construcción especial, para efectuar las siguientes obras.

- I. En el caso de las edificaciones derivadas del "Programa de Mejoramiento en Lote Familiar para la Construcción de Vivienda de Interés Social y Popular" y programas de vivienda con características semejantes promovidos por el Gobierno del Distrito Federal a través del Instituto de Vivienda del Distrito Federal de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, mediante el otorgamiento de créditos en sus distintas modalidades, para la construcción de vivienda de interés social o popular, misma que deberá contar con la dotación de servicios y condiciones básicas de habitabilidad que señalan este Reglamento y sus Normas, respetando el número de niveles, los coeficientes de utilización y de ocupación del suelo y en general lo establecido en los Programas de Desarrollo Urbano;
- II. Reposición y reparación de los acabados de la construcción, así como reparación y ejecución de instalaciones, siempre que no afecten los elementos estructurales y no modifiquen las instalaciones de la misma;
- III. Divisiones interiores en pisos de oficinas o comercios cuando su peso se haya considerado en el diseño estructural,
- IV. Impermeabilización y reparación de azoteas, sin afectar elementos estructurales;
- V. Obras urgentes para prevención de accidentes, a reserva de dar aviso a la Delegación, dentro de un plazo máximo de cinco días hábiles contados a partir del inicio de las obras;
- VI. Demolición de una edificación hasta de 60 m² en planta baja, o de un cuarto de hasta 16 m², sin afectar la estabilidad del resto de la construcción. Esta excepción no operará cuando se trate de los inmuebles a que se refiere la Ley Federal de Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas y la Ley de Salvaguarda del Patrimonio Urbanístico Arquitectónico del Distrito Federal, o que se ubiquen en área de conservación patrimonial del Distrito Federal,
- VII. Construcciones provisionales para uso de oficinas, bodegas o vigilancia de predios durante la edificación de una obra y de los servicios sanitarios correspondientes,
- VIII. La obra pública que realice la Administración, ya sea directamente o a través de terceros; la que en todo caso debe cumplir con los requisitos técnicos que establece el Reglamento de la Ley de Obras Públicas del Distrito Federal, éste Reglamento y sus Normas;
- IX. En pozos de exploración para estudios varios y obras de jardinería;
- X. Tapiales que invadan la acera en una medida menor de 0.5 m, y
- XI. Obras similares a las anteriores cuando no afecten elementos estructurales

ARTÍCULO 63.- No procede el registro de manifestación de construcción ni la expedición de la licencia de construcción especial respecto de lotes o fracciones de terrenos que hayan resultado de la fusión, subdivisión o relotificación de predios, efectuados sin autorización de la Administración.

La Delegación sólo registrará la manifestación de construcción o expedirá licencia de construcción especial en predios con dimensiones menores de 90 m² de superficie y de seis metros de frente.

No obstante lo dispuesto en el párrafo anterior, la Delegación registrará la manifestación de construcción o expedirá licencia de construcción especial en fracciones remanentes de predios afectados por obras públicas cuya superficie sea al menos de 30 m², en los que tengan forma

rectangular o trapezoidal, y de 45 m² en los de forma triangular, siempre que unos y otros tengan un frente a la vía pública no menor de seis metros, con excepción de los previamente regularizados por la Dirección General de Regularización Territorial o por la Comisión para la Regularización de la Tenencia de la Tierra, y se respeten los usos permitidos.

Tratándose de predios ya existentes con superficie menor a 90 m² que no sean fracciones remanentes de afectaciones por obras públicas, se aplicará lo que establezcan los Programas indicados en la Ley.

ARTÍCULO 64 - Dentro de los 15 días hábiles anteriores al vencimiento de la vigencia del registro de manifestación de construcción, el interesado, en caso necesario, debe presentar ante la Delegación o autoridad competente el aviso de prórroga en el formato establecido por la Administración, en el que se señalen los datos siguientes:

- I Nombre, denominación o razón social del o de los interesados, y en su caso, del representante legal;
- II Domicilio para oír y recibir notificaciones;
- III. Ubicación de la construcción, y
- IV. Número, fecha de registro y vencimiento de la manifestación de construcción

Cuando se trate de licencia de construcción especial, el interesado debe presentar solicitud en el formato correspondiente, la cual debe contener además: el número, fecha de expedición y de vencimiento de la licencia, el porcentaje de avance de la obra, la descripción de los trabajos que se vayan a llevar a cabo para continuar la obra y los motivos que impidieron su conclusión en el plazo autorizado

Presentada la solicitud correspondiente, la Delegación debe resolver la prórroga dentro de los tres días hábiles siguientes. Si no resuelve en el plazo señalado, procederá la afirmativa ficta.

En los casos de solicitudes de prórroga para construcciones que se ejecuten en suelo de conservación o para realizar obras de construcción, reparación o mantenimiento de las instalaciones subterráneas o aéreas a que se refiere el artículo 18 de este Reglamento, la solicitud debe resolverse en un plazo de 15 días hábiles. Si la autoridad no resuelve en el plazo señalado, procederá la negativa ficta, de conformidad con lo previsto en la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal

Cuando la manifestación de construcción registrada o la licencia de construcción especial hayan sido suscritas por un Director Responsable de Obra y Corresponsables, en su caso, el aviso o solicitud de prórroga debe contar con la responsiva de profesionales con ese mismo carácter.

Asimismo, el aviso o solicitud debe acompañarse del comprobante de pago de derechos, de acuerdo con lo establecido en el Código Financiero del Distrito Federal.

Las vigencias de las prórrogas se sujetarán a lo dispuesto en los artículos 54 y 60 de este Reglamento.

CAPÍTULO IV

DE LA OCUPACIÓN Y DEL VISTO BUENO DE SEGURIDAD Y OPERACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES

ARTÍCULO 65.- Los propietarios o poseedores están obligados a dar aviso por escrito a la Delegación la terminación de las obras ejecutadas, en un plazo no mayor de 15 días hábiles, contados a partir de la conclusión de las mismas, a fin de que la Delegación constate que la obra se haya ejecutado sin contravenir las disposiciones de este Reglamento

La Delegación autorizará diferencias en la obra ejecutada, de las previstas en la fracción II del artículo 70 del presente Reglamento, para lo cual se deben anexar dos copias de los planos que contengan dichas modificaciones, cumpliendo con este Reglamento y sus Normas, suscritos por el propietario o poseedor, y en su caso por el Director Responsable de Obra y los Corresponsables, así como realizar el pago de los derechos correspondientes por los metros cuadrados de construcción adicional, en su caso, de acuerdo con el Código Financiero del Distrito Federal. Una copia de los planos sellados por la Delegación se entregará al propietario.

En el caso de la manifestación de construcción tipo A, sólo se requiere dar aviso de terminación de obra, misma que estará sujeta a lo establecido en el Reglamento de Verificación Administrativa para el Distrito Federal.

Salvo lo dispuesto en el párrafo anterior, en los demás casos, la Delegación otorgará la autorización de uso y ocupación cuando la construcción se haya apegado a lo manifestado o autorizado.

ARTÍCULO 66 - Si del resultado de la visita al inmueble y del cotejo de la documentación correspondiente se desprende que la obra no se ajustó a la manifestación de construcción registrada o a la licencia de construcción especial o a las modificaciones al proyecto autorizado, la Administración ordenará al propietario efectuar las modificaciones que fueren necesarias, conforme a este Reglamento y en tanto éstas no se ejecuten, la Delegación no autorizará el uso y ocupación de la obra

ARTÍCULO 67.- La Administración está facultada para ordenar la demolición parcial o total de una obra, con cargo al propietario, que se haya ejecutado en contravención a este Reglamento, independientemente de las sanciones que procedan.

ARTÍCULO 68.- El propietario o poseedor de una instalación o edificación recién construida, referidas en los artículos 69 y 90 relativas a las edificaciones de riesgo alto, y 139 de este Reglamento, así como de aquéllas donde se realicen actividades de algún giro industrial en las que excedan la ocupación de 40 m², debe presentar junto con el aviso de terminación de obra ante la Delegación respectiva, el Visto Bueno de Seguridad y Operación con la responsiva de un Director Responsable de Obra y del o los Corresponsables, en su caso.

El Visto Bueno de Seguridad y Operación, debe contener:

- I. El nombre, denominación o razón social del o los interesados y en el caso del representante legal, acompañar los documentos con los que se acredite su personalidad,
- II El domicilio para oír y recibir notificaciones;

- III. La ubicación del inmueble de que se trate,
- IV. El nombre y número de registro del Director Responsable de Obra y en su caso, del Corresponsable,
- V. La declaración bajo protesta de decir verdad del Director Responsable de Obra de que la edificación e instalaciones correspondientes reúnen las condiciones de seguridad previstas por este Reglamento para su operación y funcionamiento.

En el caso de giros industriales, debe acompañarse de la responsiva de un Corresponsable en Instalaciones,
- VI. En su caso, los resultados de las pruebas a las que se refieren los artículos 185 y 186 de este Reglamento, y
- VII. La declaración del propietario y del Director Responsable de Obra de que en la construcción que se trate se cuenta con los equipos y sistemas de seguridad para situaciones de emergencia, cumpliendo con las Normas y las Normas Oficiales Mexicanas correspondientes.

Visto Bueno de Seguridad y Operación debe incluir la Constancia de Seguridad Estructural, en su caso

La renovación del Visto Bueno de Seguridad y Operación se realizará cada tres años, para lo cual se deberá presentar la responsiva del Director Responsable de Obra y, en su caso la del Corresponsable

Cuando se realicen cambios en las edificaciones o instalaciones a que se refiere este artículo, antes de que se cumpla el plazo señalado en el párrafo anterior, debe renovarse el Visto Bueno de Seguridad y Operación dentro de los 60 días hábiles siguientes al cambio realizado.

ARTÍCULO 69 - Requieren el Visto Bueno de Seguridad y Operación las edificaciones e instalaciones que a continuación se mencionan.

- I. Escuelas públicas o privadas y cualquier otra edificación destinadas a la enseñanza,
- II. Centros de reunión, tales como cines, teatros, salas de conciertos, salas de conferencias, auditorios, cabarets, discotecas, peñas, bares, restaurantes, salones de baile, de fiesta o similares, museos, estadios, arenas, hipódromos, plazas de toros, hoteles, tiendas de autoservicio y cualquier otro con una capacidad de ocupación superior a las 50 personas;
- III. Instalaciones deportivas o recreativas que sean objeto de explotación mercantil, tales como canchas de tenis, frontenis, squash, karate, gimnasia rítmica, boliches, albercas, locales para billares o juegos de salón y cualquier otro con una capacidad de ocupación superior a las 50 personas;
- IV. Ferias con aparatos mecánicos, circos, carpas y cualesquier otro con usos semejantes. En estos casos la renovación se hará además, cada vez que cambie su ubicación, y
- V. Ascensores para personas, montacargas, escaleras mecánicas o cualquier otro mecanismo de transporte electromecánico.

ARTÍCULO 70.- Recibido el aviso de terminación de obra, así como el Visto Bueno de Seguridad y Operación en su caso, se procederá conforme a lo siguiente:

- I La Delegación otorgará la autorización de uso y ocupación, para lo cual el propietario o poseedor se constituirá desde ese momento, en los términos del artículo 68 de este Reglamento, en el responsable de la operación y mantenimiento de la construcción, a fin de satisfacer las condiciones de seguridad e higiene; dicha autorización se otorgará en un plazo de cinco días hábiles contados a partir de que se hubiere presentado el aviso de terminación de obra. Transcurrido dicho plazo sin que exista resolución de la autoridad, procederá la afirmativa ficta, y
- II La Delegación autorizará diferencias en la obra ejecutada con respecto al proyecto presentado, siempre que no se afecten las condiciones de seguridad, estabilidad, destino, uso, servicio, habitabilidad e higiene, se respeten las restricciones indicadas en el resultado del Sistema de Información Geográfica, el certificado único de zonificación de uso de suelo específico y factibilidades, la constancia de alineamiento y las características de la manifestación de construcción registrada o de la licencia de construcción especial respectiva, y las tolerancias que fijan este Reglamento y sus Normas.

ARTÍCULO 71.- Para las construcciones del grupo A, a que se refiere el artículo 139 de este Reglamento, se debe registrar ante la Delegación una Constancia de Seguridad Estructural, renovada cada cinco años o después de un sismo cuando la Administración lo determine, en la que un Corresponsable en Seguridad Estructural haga constar que dichas construcciones, se encuentran en condiciones adecuadas de seguridad, de acuerdo con las disposiciones de este Reglamento y sus Normas.

Si la constancia del Corresponsable determina que la construcción no cumple con las condiciones de seguridad, ésta debe reforzarse o modificarse para satisfacerlas

ARTÍCULO 72.- Cuando la obra se haya ejecutado sin registro de manifestación de construcción o licencia de construcción especial, y se demuestre que cumple con este Reglamento y los demás ordenamientos legales respectivos, así como con las disposiciones del Programa, la Delegación concederá el registro de obra ejecutada al propietario o poseedor, siempre y cuando se sujete al siguiente procedimiento:

- I Presentar solicitud de registro de obra ejecutada, con la responsiva de un Director Responsable de Obra y de los Corresponsables, en su caso, y
- II Acompañar a la solicitud los documentos siguientes: constancia de alineamiento y número oficial vigente, certificado de la instalación de toma de agua y de la conexión del albañal, planos arquitectónicos y estructurales de la obra ejecutada y los demás documentos que este Reglamento y otras disposiciones exijan para el registro de manifestación de construcción o para la expedición de licencia de construcción especial, con la responsiva de un Director Responsable de Obra, y de los Corresponsables, en su caso, y

Recibida la documentación, la Delegación procederá a su revisión y practicará una visita a la obra de que se trate, para constatar que cumple con los requisitos legales aplicables y se ajusta a los documentos exhibidos con la solicitud de registro de obra ejecutada. La Delegación autorizará su registro, previo pago de los derechos y las sanciones que establecen, respectivamente, en el Código Financiero del Distrito Federal y este Reglamento.

ARTÍCULO 73.- Para cambiar el uso de edificaciones para ser destinadas a alguno de los supuestos señalados en los artículos 69, fracciones I y II; 90, referentes a las edificaciones de riesgo alto, y 139, fracción I, de este Reglamento, o a algún giro industrial, en las que excedan la ocupación de 40 m², el propietario o poseedor debe presentar ante la Delegación correspondiente los siguientes documentos:

- I. El Visto Bueno de Seguridad y Operación,
- II. La constancia de alineamiento y número oficial vigente y cualesquiera de los documentos siguientes: certificado único de zonificación de uso de suelo específico y factibilidades, el resultado de la consulta del Sistema de Información Geográfica, certificado de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos o, en su caso, licencia de uso del suelo o dictamen favorable de impacto urbano o impacto urbano-ambiental,
- III. La licencia de construcción especial o el registro de manifestación de construcción, y
- IV. En su caso, la Constancia de Seguridad Estructural.

Las edificaciones pertenecientes al grupo A, a las que se refiere el artículo 139 de este Reglamento, deben cumplir además de los requisitos antes descritos, con memoria de cálculo que contenga los criterios de diseño estructural adoptados y los resultados de las pruebas necesarias y suficientes que garanticen la seguridad estructural de la edificación cumpliendo con este Reglamento y sus Normas, para que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto

TÍTULO QUINTO DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

CAPÍTULO I GENERALIDADES

ARTÍCULO 74.-Para garantizar las condiciones de habitabilidad, accesibilidad, funcionamiento, higiene, acondicionamiento ambiental, eficiencia energética, comunicación, seguridad en emergencias, seguridad estructural, integración al contexto e imagen urbana de las edificaciones en el Distrito Federal, los proyectos arquitectónicos correspondientes debe cumplir con los requerimientos establecidos en este Título para cada tipo de edificación, en las Normas y demás disposiciones legales aplicables

ARTÍCULO 75 - Los elementos arquitectónicos que constituyen el perfil de una fachada a la vía pública, tales como pilastras, sardineles, marcos de puertas y ventanas, deben cumplir con lo que establecen las Normas.

Los balcones que se proyecten sobre vía pública constarán únicamente de piso, pretil, balaustrada o barandal y cubierta, sin cierre o ventana que los haga funcionar como locales cerrados o formando parte integral de otros locales internos.

ARTÍCULO 76.- Las alturas de las edificaciones, la superficie construida máxima en los predios, así como las áreas libres mínimas permitidas en los predios deben cumplir con lo establecido en los Programas señalados en la Ley.

ARTÍCULO 77 - La separación de edificios nuevos o que han sufrido modificaciones o ampliaciones, con predios o edificios colindantes debe cumplir con lo establecido en las Normas de Ordenación de Desarrollo Urbano y con los artículos 87, 88 y 166 de este Reglamento.

ARTÍCULO 78.- La separación entre edificaciones dentro del mismo predio será cuando menos la que resulte de aplicar la dimensión mínima establecida en los Programas General, Delegacionales y/o Parciales, y lo dispuesto en los artículos 87, 88 y 166 de este Reglamento y sus Normas, de acuerdo con el tipo del local y con la altura promedio de los paramentos de las edificaciones en cuestión.

ARTÍCULO 79 - Las edificaciones deben contar con la funcionalidad, el número y dimensiones mínimas de los espacios para estacionamiento de vehículos, incluyendo aquellos exclusivos para personas con discapacidad que se establecen en las Normas.

CAPÍTULO II DE LA HABITABILIDAD, ACCESIBILIDAD Y FUNCIONAMIENTO

ARTÍCULO 80.- Las dimensiones y características de los locales de las edificaciones, según su uso o destino, así como de los requerimientos de accesibilidad para personas con discapacidad, se establecen en las Normas

CAPÍTULO III DE LA HIGIENE, SERVICIOS Y ACONDICIONAMIENTO AMBIENTAL

ARTÍCULO 81.- Las edificaciones deben estar provistas de servicio de agua potable, suficiente para cubrir los requerimientos y condiciones a que se refieren las Normas y/o Normas Oficiales Mexicanas.

ARTÍCULO 82.- Las edificaciones deben estar provistas de servicios sanitarios con el número, tipo de muebles y características que se establecen a continuación:

- I. Las viviendas con menos de 45 m² contarán, cuando menos con un excusado, una regadera y uno de los siguientes muebles: lavabo, fregadero o lavadero;
- II. Las viviendas con superficie igual o mayor a 45 m² contarán, cuando menos, con un baño provisto de un excusado, una regadera y un lavabo, así como de un lavadero y un fregadero;
- III. Los locales de trabajo y comercio con superficie hasta de 120 m² y con hasta 15 trabajadores o usuarios contarán, como mínimo, con un excusado y un lavabo o vertedero,
- IV. En los demás casos se proveerán los muebles sanitarios, incluyendo aquéllos exclusivos para personas con discapacidad, de conformidad con lo dispuesto en las Normas, y
- V. Las descargas de agua residual que produzcan estos servicios se ajustarán a lo dispuesto en las Normas y/o Normas Oficiales Mexicanas.

ARTÍCULO 83.- Las albercas contarán, cuando menos, con

- I. Equipos de recirculación, filtración y purificación de agua;
- II. Boquillas de inyección para distribuir el agua recirculada y de succión para los aparatos limpiadores de fondo, y
- III. Los sistemas de filtración de agua se instalarán de acuerdo con las Normas y/o Normas Oficiales Mexicanas

ARTÍCULO 84.- Las edificaciones deben contar con espacios y facilidades para el almacenamiento, separación y recolección de los residuos sólidos, según lo dispuesto en las Normas y/o Normas Oficiales Mexicanas.

ARTÍCULO 85.- Las edificaciones para almacenar residuos sólidos peligrosos, químico-tóxicos o radioactivos se ajustarán a la Ley Federal de Salud, la Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente, Ley de Residuos Sólidos del Distrito Federal, la Ley Ambiental del Distrito Federal, sus Reglamentos, así como a las Normas Oficiales Mexicanas

ARTÍCULO 86.- Las edificaciones y obras que produzcan contaminación por humos, olores, gases, polvos y vapores, energía térmica o lumínica, ruidos y vibraciones, se sujetarán al presente Reglamento, a la Ley Ambiental del Distrito Federal y demás ordenamientos aplicables

ARTÍCULO 87 - La iluminación natural y la artificial para todas las edificaciones deben cumplir con lo dispuesto en las Normas y/o Normas Oficiales Mexicanas

ARTÍCULO 88.- Los locales en las edificaciones contarán con medios de ventilación natural o artificial que aseguren la provisión de aire exterior, en los términos que fijen las Normas.

ARTÍCULO 89.- Las edificaciones que se destinen a industrias, establecimientos mercantiles, de servicios, de recreación, centros comerciales, obras en construcción mayores a 2,500 m² y establecimientos dedicados al lavado de autos, debe utilizar agua residual tratada, de conformidad con lo establecido en la Ley de Aguas del Distrito Federal, las Normas y demás disposiciones aplicables en la materia.

CAPÍTULO IV DE LA COMUNICACIÓN, EVACUACIÓN Y PREVENCIÓN DE EMERGENCIAS

SECCIÓN PRIMERA DE LAS CIRCULACIONES Y ELEMENTOS DE COMUNICACIÓN

ARTÍCULO 90.- Para efectos de este Capítulo, las edificaciones se clasifican en función al grado

de riesgo de incendio de acuerdo con sus dimensiones, uso y ocupación, en riesgos bajo, medio y alto, de conformidad con lo que se establece en las Normas.

ARTÍCULO 91.- Para garantizar tanto el acceso como la pronta evacuación de los usuarios en situaciones de operación normal o de emergencia en las edificaciones, éstas contarán con un sistema de puertas, vestibulaciones y circulaciones horizontales y verticales con las dimensiones mínimas y características para este propósito, incluyendo los requerimientos de accesibilidad para personas con discapacidad que se establecen en este Capítulo y en las Normas.

En las edificaciones de riesgos bajo y medio a que se refiere el artículo anterior, el sistema normal de acceso y salida se considerará también como ruta de evacuación con las características de señalización y dispositivos que establecen las Normas

En las edificaciones de riesgo alto a que se refiere el artículo anterior, el sistema normal de acceso y salida será incrementado con otro u otros sistema complementario de pasillos y circulaciones verticales de salida de emergencia. Ambos sistemas de circulaciones, el normal y el de salida de emergencia, se considerarán rutas de evacuación y contarán con las características de señalización y dispositivos que se establecen en las Normas.

La existencia de circulaciones horizontales o verticales mecanizadas tales como bandas transportadoras, escaleras eléctricas, elevadores y montacargas se considerará adicional al sistema normal de uso cotidiano o de emergencia formado por vestíbulos, pasillos, rampas y escaleras de acceso o de salida.

ARTÍCULO 92.- La distancia desde cualquier punto en el interior de una edificación a una puerta, a una circulación horizontal o vertical que conduzca directamente a la vía pública, áreas exteriores o al vestíbulo de acceso de la edificación, medidas a lo largo de la línea de recorrido, será de cincuenta metros como máximo en edificaciones de riesgo alto y de sesenta metros como máximo en edificaciones de riesgos medio y bajo.

ARTÍCULO 93.- Las salidas a vía pública en edificaciones de salud y de entretenimiento contarán con marquesinas que cumplan con lo indicado en las Normas.

ARTÍCULO 94.- Las edificaciones para la educación deben contar con áreas de dispersión y espera dentro de los predios, donde desemboquen las puertas de salida de los alumnos antes de conducir a la vía pública, con dimensiones mínimas de 0.10 m² por alumno

ARTÍCULO 95.- Las dimensiones y características de las puertas de acceso, intercomunicación, salida y salida de emergencia deben cumplir con las Normas

ARTÍCULO 96.- Las circulaciones horizontales, como corredores, pasillos y túneles deben cumplir con las dimensiones y características que al respecto señalan las Normas.

ARTÍCULO 97 - Las edificaciones deben tener siempre escaleras o rampas peatonales que comuniquen todos sus niveles, aun cuando existan elevadores, escaleras eléctricas o montacargas, con las dimensiones y condiciones de diseño que establecen las Normas.

ARTÍCULO 98.- Las rampas peatonales que se proyecten en cualquier edificación deben cumplir con las dimensiones y características que establecen las Normas.

ARTÍCULO 99.- Salida de emergencia es el sistema de circulaciones que permite el desalojo total de los ocupantes de una edificación en un tiempo mínimo en caso de sismo, incendio u otras contingencias y que cumple con lo que se establece en las Normas, comprenderá la ruta de evacuación y las puertas correspondientes, debe estar debidamente señalizado y cumplir con las siguientes disposiciones:

- I En los edificios de riesgo se debe asegurar que todas las circulaciones de uso normal permitan este desalojo previendo los casos en que cada una de ellas o todas resulten bloqueadas. En los edificios de riesgos alto se exigirá una ruta adicional específica para este fin,
- II. Las edificaciones de más de 25 m de altura requieren escalera de emergencia, y
- III. En edificaciones de riesgo alto hasta de 25 m de altura cuya escalera de uso normal desembarque en espacios cerrados en planta baja, se requiere escalera de emergencia

ARTÍCULO 100.- Las edificaciones de entretenimiento y sitios de reunión, en las que se requiera instalar butacas deben ajustarse a lo que se establece en las Normas.

ARTÍCULO 101.- Las edificaciones para deportes, aulas, teatros u otros espacios para actos y espectáculos al aire libre en las que se requiera de graderías debe cumplir con lo que se establece en las Normas.

ARTÍCULO 102 -Los elevadores, escaleras eléctricas y bandas transportadoras deben cumplir con las Normas y las Normas Oficiales Mexicanas

ARTÍCULO 103.- Los locales destinados a cines, auditorios, teatros, salas de concierto, aulas o espectáculos deportivos deben cumplir con las Normas en lo relativo a visibilidad y audición.

ARTÍCULO 104 - Los equipos y maquinaria instalados en las edificaciones y/o espacios abiertos que produzcan ruido y/o vibración deben cumplir con lo que establece la Ley Ambiental del Distrito Federal, las Normas Oficiales Mexicanas y las Normas.

Los establecimientos de alimentos y bebidas y los centros de entretenimiento en ningún caso deben rebasar 65 decibeles a 0.50 m del paramento exterior del local o límite del predio.

ARTÍCULO 105.- Todo estacionamiento público a descubierto debe tener drenaje o estar drenado y bardeado en sus colindancias con los predios vecinos.

ARTÍCULO 106 - Los estacionamientos públicos y privados, en lo relativo a las circulaciones horizontales y verticales, deben ajustarse con lo establecido en las Normas.

ARTÍCULO 107.- Los estacionamientos públicos deben contar con carriles separados para entrada y salida de los vehículos, área de espera techada para la entrega y recepción de vehículos y caseta o casetas de control.

ARTÍCULO 108.- Todas las edificaciones deben contar con buzones para recibir comunicación por correo, accesibles desde el exterior.

SECCIÓN SEGUNDA DE LAS PREVENCIONES CONTRA INCENDIO

ARTÍCULO 109.- Las edificaciones deben contar con las instalaciones y los equipos necesarios para prevenir y combatir los incendios.

Los equipos y sistemas contra incendio deben mantenerse en condiciones de funcionar en cualquier momento, para lo cual deben ser revisados y probados periódicamente.

En las obras que requieran Visto Bueno de Seguridad y Operación según el artículo 69 de este Reglamento, el propietario o poseedor del inmueble llevará un libro de bitácora donde el Director Responsable de Obra registrará los resultados de estas pruebas, debiendo mostrarlo a las autoridades competentes cuando éstas lo requieran.

Para cumplir con el dictamen de prevención de incendios a que se refiere la Ley del H. Cuerpo de Bomberos del Distrito Federal, se deben aplicar con las disposiciones de esta Sección y con lo establecido en las Normas.

ARTÍCULO 110 - Las características que deben tener los elementos constructivos y arquitectónicos para resistir al fuego, así como los espacios y circulaciones previstos para el resguardo o el desalojo de personas en caso de siniestro y los dispositivos para prevenir y combatir incendios se establecen en las Normas.

ARTÍCULO 111.- Durante las diferentes etapas de la construcción de cualquier obra deben tomarse las precauciones necesarias para evitar incendios, y en su caso, para combatirlos mediante el equipo de extinción adecuado de acuerdo con las Normas y demás disposiciones aplicables.

Esta protección debe proporcionarse en el predio, en el área ocupada por la obra y sus construcciones provisionales

Los equipos de extinción deben ubicarse en lugares de fácil acceso y se identificarán mediante señales, letreros o símbolos claramente visibles

ARTÍCULO 112.- El diseño, selección, ubicación e instalación de los sistemas contra incendio en edificaciones de riesgo alto deben estar avalados por un Corresponsable en Instalaciones.

ARTÍCULO 113.- Los casos no previstos en esta Sección quedarán sujetos a la responsabilidad del Director Responsable de Obra y/o Corresponsable, en su caso, quienes deben exigir que se hagan las adecuaciones respectivas al proyecto y durante la ejecución de la obra.

SECCIÓN TERCERA DE LOS DISPOSITIVOS DE SEGURIDAD Y PROTECCIÓN

ARTÍCULO 114.- Los locales destinados a la guarda y exhibición de animales y las edificaciones de deportes y recreación deben contar con rejas y/o desniveles para protección al público, en el número, dimensiones mínimas y condiciones de diseño que establezcan las Normas.

ARTÍCULO 115.- Los aparatos mecánicos de ferias deberán contar con rejas o barreras de por lo menos 1.20 m. de altura en todo su perímetro y a una distancia de por lo menos 1.50 m. de la proyección vertical de cualquier giro o movimiento del aparato mecánico.

Las líneas de conducción y los tableros eléctricos deben estar aislados y protegidos, eléctrica y mecánicamente para evitar que causen daño al público, cuyo diseño y fijación se establezca en las Normas y demás disposiciones aplicables

ARTÍCULO 116 - Los locales destinados al depósito o venta de explosivos y combustibles deben ajustarse con lo establecido en las Normas y demás disposiciones aplicables y, en su caso, la Ley Federal de Armas de Fuego y Explosivos

ARTÍCULO 117.- Las edificaciones deben estar equipadas de pararrayos en los casos y bajo las condiciones que se mencionan en las Normas y demás disposiciones aplicables

ARTÍCULO 118.- Los vanos, ventanas, cristales y espejos de piso a techo, en cualquier edificación, deben contar con barandales y manguetes a una altura de 0.90 m. del nivel del piso, diseñados de manera que impidan el paso de niños a través de ellos, o estar protegidos con elementos que impidan el choque del público contra ellos

ARTÍCULO 119 - Las edificaciones destinadas a la educación, centros culturales, recreativos,

centros deportivos, de alojamiento, comerciales e industriales deben contar con un local de servicio médico para primeros auxilios de acuerdo con lo establecido en las Normas.

ARTÍCULO 120.- Las albercas deben contar con los elementos y medidas de protección establecido en las Normas y demás disposiciones aplicables

CAPÍTULO V DE LA INTEGRACIÓN AL CONTEXTO E IMAGEN URBANA

ARTÍCULO 121.- Las edificaciones que se proyecten en zonas del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o del Distrito Federal y sus áreas de influencia, cuando se encuentren delimitadas en los Programas General,

Delegacionales y/o Parciales, deben sujetarse a las restricciones de altura, vanos, materiales, acabados, colores y todas las demás que señalen para cada caso el Instituto Nacional de Antropología e Historia y el Instituto Nacional de Bellas Artes, así como la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, en los términos que establecen las Normas de Ordenación de los Programas de Desarrollo Urbano y las Normas.

ARTÍCULO 122.- El empleo de vidrios espejo y otros materiales que produzcan reflexión total en superficies exteriores aisladas mayores a 20 m² o que cubran más del 30 % de los paramentos de fachada se permitirá siempre y cuando se demuestre, mediante estudios de asoleamiento y reflexión especular, que el reflejo de los rayos solares no provocará en ninguna época del año ni hora del día deslumbramientos peligrosos o molestos, o incrementos en la carga térmica en edificaciones vecinas o vía pública.

ARTÍCULO 123 - Las fachadas de colindancia de las edificaciones de cinco niveles o más que formen parte de los paramentos de patios de iluminación y ventilación de edificaciones vecinas deben tener acabados de color claro.

CAPÍTULO VI DE LAS INSTALACIONES

SECCIÓN PRIMERA DE LAS INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS

ARTÍCULO 124.- Los conjuntos habitacionales y las edificaciones de cinco niveles o más deben contar con cisternas con capacidad para satisfacer dos veces la demanda diaria de agua potable de la edificación y estar equipadas con sistema de bombeo.

ARTÍCULO 125 - Las instalaciones hidráulicas y sanitarias, los muebles y accesorios de baño, las válvulas, tuberías y conexiones deben ajustarse a lo que disponga la Ley de Aguas del Distrito Federal y sus Reglamentos, las Normas y, en su caso, las Normas Oficiales Mexicanas y Normas Mexicanas aplicables.

ARTÍCULO 126.- Queda prohibido el uso de gárgolas o canales que descarguen agua a chorro fuera de los límites propios de cada predio

ARTÍCULO 127.- Durante el proceso de construcción, no se permitirá desalojar agua freática o residual al arroyo de la calle. Cuando se requiera su desalojo al exterior del predio, se debe encausar esta agua entubada directamente a la coladera pluvial evitando descargar sólidos que azolven la red de alcantarillado en tanto la Dependencia competente construya el albañal autorizado.

ARTÍCULO 128 - En los predios ubicados en calles con redes de agua potable, de alcantarillado público y en su caso, de agua tratada, el propietario o poseedor debe solicitar en el formato correspondiente al Sistema de Aguas de la Ciudad de México, por conducto de la Delegación, las conexiones de los servicios solicitados con dichas redes, de conformidad con lo que disponga la Ley de Aguas del Distrito Federal y sus Reglamentos, y pagar los derechos que establezca el Código Financiero del Distrito Federal.

SECCIÓN SEGUNDA DE LAS INSTALACIONES ELÉCTRICAS

ARTÍCULO 129.- Los proyectos deben contener, como mínimo en su parte de instalaciones eléctricas, lo siguiente

- I. Planos de planta y elevación, en su caso;
- II. Diagrama unifilar,
- III. Cuadro de distribución de cargas por circuito;
- IV. Croquis de localización del predio en relación a las calles más cercanas,
- V. Especificación de materiales y equipo por utilizar, y
- VI. Memorias técnica descriptiva y de cálculo, conforme a las Normas y Normas Oficiales Mexicanas

ARTÍCULO 130.- Las instalaciones eléctricas de las edificaciones deben ajustarse a las disposiciones establecidas en las Normas y las Normas Oficiales Mexicanas y Normas Mexicanas

ARTÍCULO 131 - Los locales habitables, cocinas y baños domésticos deben contar, por lo menos, con un contacto y salida para iluminación con la capacidad nominal que se establezca en la Norma Oficial Mexicana.

ARTÍCULO 132 - El sistema de iluminación eléctrica de las edificaciones de vivienda debe tener, al

menos, un apagador para cada local; para otros usos o destinos, se debe prever un interruptor o apagador por cada 50 m² o fracción de superficie iluminada. La instalación se sujetará a lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana.

ARTÍCULO 133.- Las edificaciones de salud, recreación, comunicaciones y transportes deben tener sistemas de iluminación de emergencia con encendido automático, para iluminar pasillos, salidas, vestíbulos, sanitarios, salas y locales de concurrentes, salas de curaciones, operaciones y expulsión y letreros indicadores de salidas de emergencia en los niveles de iluminación establecidos en las Normas y las Normas Oficiales Mexicanas.

SECCIÓN TERCERA DE LAS INSTALACIONES DE COMBUSTIBLES

ARTÍCULO 134.- Las edificaciones que requieran instalaciones de combustibles deben ajustarse con las disposiciones establecidas en las Normas, así como en las Normas Oficiales Mexicanas y demás disposiciones aplicables

SECCIÓN CUARTA DE LAS INSTALACIONES TELEFÓNICAS, DE VOZ Y DATOS

ARTÍCULO 135.- Las instalaciones telefónicas, de voz y datos y de telecomunicaciones de las edificaciones, deben ajustarse con lo que establecen las Normas y demás disposiciones aplicables.

SECCIÓN QUINTA DE LAS INSTALACIONES DE ACONDICIONAMIENTO DE AIRE Y DE EXPULSIÓN DE AIRE

ARTÍCULO 136.- Las edificaciones que requieran instalaciones para acondicionamiento de aire o expulsión de aire hacia el exterior deben sujetarse a las disposiciones establecidas en las Normas, así como en las Normas Oficiales Mexicanas

TÍTULO SEXTO DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES

CAPÍTULO I GENERALIDADES

ARTÍCULO 137 - Los procedimientos de revisión de la seguridad estructural para construcciones como puentes, túneles, torres, chimeneas y estructuras no convencionales deben ser aprobados por la Secretaría de Obras y Servicios

ARTÍCULO 138 -La Secretaría de Obras y Servicios expedirá Normas para definir los requisitos específicos de ciertos materiales y sistemas estructurales, así como procedimientos de diseño para los efectos de las distintas acciones y de sus combinaciones, incluyendo tanto las acciones permanentes y las variables, en particular las cargas muertas y vivas, como las acciones accidentales, en particular los efectos de sismo y viento.

ARTÍCULO 139 - Para los efectos de este Título las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

- I. Grupo A: Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.
- II. Grupo B: Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en
 - a) Subgrupo B1 Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 de este Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras, incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje,
 - b) Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar más de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios autosoportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, y
 - c) Subgrupo B2. Las demás de este grupo

CAPÍTULO II

DE LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS EDIFICACIONES

ARTÍCULO 140.- El proyecto de las edificaciones debe considerar una estructuración eficiente para resistir las acciones que puedan afectar la estructura, con especial atención a los efectos sísmicos

El proyecto, de preferencia, considerará una estructuración regular que cumpla con los requisitos que establecen las Normas.

Las edificaciones que no cumplan con los requisitos de regularidad se diseñarán para condiciones sísmicas más severas, en la forma que se especifique en las Normas.

ARTÍCULO 141.- Toda edificación debe separarse de sus linderos con predios vecinos la distancia que señala la Norma correspondiente, la que regirá también las separaciones que deben dejarse en juntas de construcción entre cuerpos distintos de una misma edificación. Los espacios entre edificaciones vecinas y las juntas de construcción deben quedar libres de toda obstrucción.

Las separaciones que deben dejarse en colindancias y juntas de construcción se indicarán claramente en los planos arquitectónicos y en los estructurales.

ARTÍCULO 142.- Los acabados y recubrimientos cuyo desprendimiento pudiera ocasionar daños a los ocupantes de la edificación o a quienes transiten en su exterior, deben fijarse mediante procedimientos aprobados por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso. Particular atención deberá darse a los recubrimientos pétreos en fachadas y escaleras, a las fachadas prefabricadas de concreto, así como a los plafones de elementos prefabricados de yeso y otros materiales pesados.

ARTÍCULO 143.- Los elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura, o que tengan un peso considerable, muros divisorios, de colindancia y de fachada, pretilas y otros elementos rígidos en fachadas, escaleras y equipos pesados, tanques, tinacos y casetas, deben ser aprobados en sus características y en su forma de sustentación por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que éste sea requerido.

El mobiliario, los equipos y otros elementos cuyo volteo o desprendimiento puedan ocasionar daños físicos o materiales ante movimientos sísmicos, como libreros altos, anaqueles, tableros eléctricos o telefónicos y aire acondicionado, etcétera, deben fijarse de tal manera que se eviten estos daños ante movimientos sísmicos.

ARTÍCULO 144.- Los anuncios adosados, colgantes, en azotea, auto soportados y en marquesina, deben ser objeto de diseño estructural en los términos de este Título, con particular atención a los efectos del viento. Deben diseñarse sus apoyos y fijaciones a la estructura principal y revisar su efecto en la estabilidad de dicha estructura.

ARTÍCULO 145.- Cualquier perforación o alteración de un elemento estructural para alojar ductos o instalaciones deberá ser aprobada por el Director Responsable de Obra o por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso.

Las instalaciones, particularmente las de gas, agua y drenaje que crucen juntas constructivas estarán provistas de conexiones flexibles o de tramos flexibles.

CAPÍTULO III DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

ARTÍCULO 146 - Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo.

ARTÍCULO 147 - Toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes.

- I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y
- II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que

corresponden a condiciones normales de operación.

El cumplimiento de estos requisitos se comprobará con los procedimientos establecidos en este Capítulo y en las Normas

ARTÍCULO 148.- Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Las Normas establecerán los estados límite de falla más importantes para cada material y tipo de estructura

ARTÍCULO 149 - Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas. Los valores específicos de estos estados límite se definen en las Normas

ARTÍCULO 150.- En el diseño de toda estructura deben tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo. Las intensidades de estas acciones que deban considerarse en el diseño y la forma en que deben calcularse sus efectos se especifican en las Normas correspondientes.

Cuando sean significativos, deben tomarse en cuenta los efectos producidos por otras acciones, como los empujes de tierras y líquidos, los cambios de temperatura, las contracciones de los materiales, los hundimientos de los apoyos y las solicitaciones originadas por el funcionamiento de maquinaria y equipo que no estén tomadas en cuenta en las cargas especificadas en las Normas correspondientes.

ARTÍCULO 151.- Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obren sobre las estructuras con su intensidad máxima, las cuales están contenidas en las Normas correspondientes

ARTÍCULO 152.- Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas, estas intensidades deberán establecerse siguiendo los procedimientos aprobados por la Secretaría de Obras y Servicios y con base en los criterios generales que se mencionan en las Normas

ARTÍCULO 153.- La seguridad de una estructura debe verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones que se describen en las Normas

ARTÍCULO 154.- El propietario o poseedor del inmueble es responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado. También es responsable de los perjuicios que puedan ser ocasionados por modificaciones a la estructura y al proyecto arquitectónico que modifiquen la respuesta de la estructura ante acciones sísmicas.

ARTÍCULO 155.- Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones se determinarán mediante un análisis estructural realizado por un método reconocido que tome en cuenta las propiedades de los materiales ante los tipos de carga que se estén considerando.

ARTÍCULO 156.- Los procedimientos para la determinación de la resistencia de diseño y de los factores de resistencia correspondientes a los materiales y sistemas constructivos más comunes se establecen en las Normas de este Reglamento

En los casos no comprendidos en las Normas mencionadas, la resistencia de diseño se determinará con procedimientos analíticos basados en evidencia teórica y experimental, o con procedimientos experimentales de acuerdo con el artículo 157 de este Reglamento. En ambos casos, el procedimiento para la determinación de la resistencia de diseño deberá ser aprobado por la Secretaría de Obras y Servicios. Cuando se siga un procedimiento no establecido en las Normas, la Delegación previo dictamen de la Secretaría de Obras y Servicios podrá exigir una verificación directa de la resistencia por medio de una prueba de carga realizada de acuerdo con lo que dispone el Capítulo XII de este Título.

ARTÍCULO 157.- La determinación de la resistencia debe llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con las Normas de este Reglamento.

Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayos se harán sobre muestras de la producción o de prototipos. En otros casos, los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.

La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique, debe hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, pero tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensaye, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijará con base en criterios probabilísticos y deben ser aprobados por la Secretaría de Obras y Servicios, la cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capítulo XII de este Título.

ARTÍCULO 158.- Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el

artículo 153 de este Reglamento y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en las Normas.

Los factores de carga se establecen en la Norma correspondiente.

También se revisará que bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones sin multiplicar por factores de carga, no se rebase algún estado límite de servicio.

ARTÍCULO 159.- Se podrán emplear criterios de diseño estructural diferentes de los especificados en este Capítulo y en las Normas si se justifican, a satisfacción de la Secretaría de Obras y Servicios, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en este Reglamento; tal justificación debe realizarse previamente a la declaración de la manifestación de construcción o a la solicitud de la licencia de construcción especial

CAPÍTULO IV DE LAS CARGAS MUERTAS

ARTÍCULO 160.- Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

La determinación de las cargas muertas se hará conforme a lo especificado en las Normas.

CAPÍTULO V DE LAS CARGAS VIVAS

ARTÍCULO 161.- Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en las Normas

ARTÍCULO 162.- Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deben tomar en consideración las que se indican en las Normas

ARTÍCULO 163.- Durante el proceso de la edificación deben considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse; éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 1.5 KN/m² (150 kg/m²). Se considerará, además, una concentración de 1.5 KN (150 kg) en el lugar más desfavorable.

CAPÍTULO VI DEL DISEÑO POR SISMO

ARTÍCULO 164 - En las Normas se establecen las bases y requisitos generales mínimos de diseño

para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos. Los métodos de análisis y los requisitos para estructuras específicas se detallarán en las Normas.

ARTÍCULO 165.- Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. En el caso de estructuras que no cumplan con las condiciones de regularidad, deben analizarse mediante modelos tridimensionales, como lo especifican las Normas.

ARTÍCULO 166.- Toda edificación debe separarse de sus linderos con los predios vecinos o entre cuerpos en el mismo predio según se indica en las Normas.

En el caso de una nueva edificación en que las colindancias adyacentes no cumplan con lo estipulado en el párrafo anterior, la nueva edificación debe cumplir con las restricciones de separación entre colindancias como se indica en las Normas

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material, debiendo usar tapajuntas entre ellos

ARTÍCULO 167.- El análisis y diseño estructural de otras construcciones que no sean edificios, se harán de acuerdo con lo que marquen las Normas y, en los aspectos no cubiertos por ellas, se hará de manera congruente con ellas y con este Capítulo, previa aprobación de la Secretaría de Obras y Servicios

CAPÍTULO VII DEL DISEÑO POR VIENTO

ARTÍCULO 168.- Las bases para la revisión de la seguridad y condiciones de servicio de las estructuras ante los efectos de viento y los procedimientos de diseño se establecen en las Normas.

CAPÍTULO VIII DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTÍCULO 169.- Toda edificación se soportará por medio de una cimentación que cumpla con los requisitos relativos al diseño y construcción que se establecen en las Normas

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural firme o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados

ARTÍCULO 170 - Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales

Zona I Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en

suelo para explotar minas de arena;

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal como se establecen en las Normas. En caso de edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada, los predios ubicados a menos de 200 m. de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

ARTÍCULO 171 - La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio debe ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, debe ser tal que permita definir

- I. En la zona I a que se refiere el artículo 170 de este Reglamento, si existen materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y
- II. En las zonas II y III a que se refiere el artículo 170 de este Reglamento, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

ARTÍCULO 172.- Deben investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomos, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la Red de Transporte Colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la edificación no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas

ARTÍCULO 173 - En el diseño de toda cimentación, se considerarán los estados límite de falla y de servicio tal y como se indican en las Normas.

CAPÍTULO IX DE LAS OTRAS OBRAS

ARTÍCULO 174.- En el diseño de las excavaciones se considerarán los estados límite de falla y de servicio tal y como se indican en las Normas.

ARTÍCULO 175.- Los muros de contención exteriores contruidos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deben diseñarse de tal forma que no rebasen los siguientes estados límite de falla. volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo. Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que limite el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efectos de presión del agua.

Los empujes debidos a solicitaciones sísmicas se calcularán de acuerdo con el criterio definido en el Capítulo VI de este Título.

ARTÍCULO 176 - En las edificaciones del Grupo A y Subgrupo B1 a que se refiere el artículo 139 de este Reglamento, deben hacerse nivelaciones durante la edificación y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia edificación, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a los diseñadores de edificios que se construyan en predios contiguos.

CAPÍTULO X DE LAS CONSTRUCCIONES DAÑADAS

ARTÍCULO 177.- No es necesario revisar la seguridad de edificaciones construidas antes del año 1900 si no han sufrido daños o inclinación significativos y siempre que no se hayan modificado sus muros u otros elementos estructurales ni se hayan incrementado significativamente las cargas originales.

No será necesaria la verificación cuantitativa de que cumplan los requisitos de estabilidad estructural establecidos en el Título Sexto de este Reglamento, en las edificaciones del Grupo A que satisfagan simultáneamente las siguientes condiciones:

- I. Que haya evidencia de que el edificio en cuestión no tiene daños estructurales ni los ha tenido ni ha sido reparado, y que el comportamiento de la cimentación ha sido satisfactorio, la evidencia se obtendrá de inspección exhaustiva de los elementos principales de la estructura, así como del comportamiento de la cimentación; se verificará que no se hayan efectuado modificaciones que afecten desfavorablemente su comportamiento;
- II. Que no existan defectos en la calidad de los materiales ni en la ejecución de la estructura, según conste en los datos disponibles sobre la construcción de la edificación, en la inspección de la estructura y en los resultados de las pruebas realizadas a los materiales;
- III. Que el sistema estructural sea idóneo para resistir fuerzas sísmicas y en particular, no presente excesivas asimetrías, discontinuidades ni irregularidades en planta o elevación.

que pudieran ser perjudiciales; en caso de que presente alguno de los defectos anteriores, éstos puedan eliminarse sin que se afecte la resistencia de la estructura, y

- IV. Que se trate de una escuela, que no sea de educación inicial, preescolar, primaria, media o media superior, o no aloje a más de cincuenta alumnos

La verificación de que se cumpla con todos los requisitos anteriores deberá asentarse en la constancia expedida por un Corresponsable en Seguridad Estructural.

ARTÍCULO 178.- Todo propietario o poseedor de un inmueble tiene obligación de denunciar ante la Delegación los daños de que tenga conocimiento que se presenten en dicho inmueble, como los que pueden ser debidos a efectos del sismo, viento, explosión, incendio, hundimiento, peso propio de la edificación y de las cargas adicionales que obran sobre ella, o a deterioro de los materiales e instalaciones.

ARTÍCULO 179.- Los propietarios o poseedores de las edificaciones que presenten daños, recabarán la constancia de seguridad estructural por parte de un Corresponsable en Seguridad Estructural, y del buen estado de las instalaciones por parte de los Corresponsables respectivos. Si se demuestra que los daños no afectan la estabilidad y buen funcionamiento de las instalaciones de la edificación en su conjunto o de una parte significativa de la misma puede dejarse en su situación actual, o bien solo repararse o reforzarse localmente. De lo contrario, el propietario o poseedor de la edificación está obligado a llevar a cabo las obras de refuerzo y renovación de las instalaciones que se especifiquen en el proyecto respectivo, según lo que se establece en el artículo siguiente.

ARTÍCULO 180.- El proyecto de refuerzo estructural y las renovaciones de las instalaciones de una edificación, a que se refiere el artículo anterior, debe cumplir con lo siguiente

- I. Diseñarse para que la edificación alcance cuando menos los niveles de seguridad establecidos en este Reglamento para las edificaciones nuevas;
- II. Basarse en una inspección detallada de los elementos estructurales y de las instalaciones, en la que se retiren los acabados y recubrimientos que puedan ocultar daños estructurales, y de las instalaciones;
- III. Contener las consideraciones hechas sobre la participación de la estructura existente y de refuerzo en la seguridad del conjunto, así como detalles de liga entre ambas, y las modificaciones de las instalaciones;
- IV. Basarse en el diagnóstico del estado de la estructura y las instalaciones dañadas, así como en la eliminación de las causas de los daños que se hayan presentado;
- V. Incluir una revisión detallada de la cimentación y de las instalaciones ante las condiciones que resulten de las modificaciones a la estructura, y
- VI. Someterse al proceso de revisión que establezca la Delegación para el registro de manifestación de construcción o la expedición de la licencia de construcción especial respectiva.

ARTÍCULO 181.- Para la revisión de la seguridad estructural en edificaciones que estén inclinadas más de 1% de su altura, se incrementarán los coeficientes de diseño sísmico, según se establece en las Normas

ARTÍCULO 182.- Antes de iniciar las obras de refuerzo y reparación, debe demostrarse que la edificación dañada cuenta con la capacidad de soportar las cargas verticales estimadas y 30 % de las laterales que se obtendrían aplicando las presentes disposiciones con las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha resistencia será necesario en los casos que se requieran, recurrir al apuntalamiento o rigidización temporal de la estructura, completa o alguna de sus partes

CAPÍTULO XI DE LAS OBRAS PROVISIONALES Y MODIFICACIONES

ARTÍCULO 183 - Las obras provisionales, como tribunas para eventos especiales, pasos de carácter temporal para peatones o vehículos durante obras viales o de otro tipo, tapiales, obras falsas y cimbras, deben proyectarse para cumplir los requisitos de seguridad de este Reglamento.

Las obras provisionales que puedan ser ocupadas por más de 100 personas deben ser sometidas, antes de su uso, a una prueba de carga en términos del Capítulo XII de este Título

ARTÍCULO 184 - Las modificaciones de edificaciones existentes, que impliquen una alteración en su funcionamiento estructural, serán objeto de un proyecto estructural que garantice que tanto la zona modificada como la estructura en su conjunto y su cimentación cumplan con los requisitos de seguridad de este Reglamento. El proyecto debe incluir los apuntalamientos, rigidizaciones y demás precauciones que se necesiten durante la ejecución de las modificaciones.

CAPÍTULO XII DE LAS PRUEBAS DE CARGA

ARTÍCULO 185.- Será necesario comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga en los siguientes casos.

- I. En las obras provisionales o de recreación que puedan albergar a más de 100 personas;
- II. Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para juzgar en forma confiable la seguridad de la estructura en cuestión, y
- III. Cuando la Delegación previa opinión de la Secretaría de Obras y Servicios lo determine conveniente en razón de duda en la calidad y resistencia de los materiales o en cuanto al proyecto estructural y a los procedimientos constructivos. La opinión de la Secretaría tendrá el carácter de vinculatorio.

ARTÍCULO 186.- Para realizar una prueba de carga mediante la cual se requiera verificar la seguridad de la estructura, se seleccionará la forma de aplicación de la carga de prueba y la zona de la estructura sobre la cual se aplicará, de acuerdo con las siguientes disposiciones:

-
- I. Cuando se trate de verificar la seguridad de elementos o conjuntos que se repiten, bastará seleccionar una fracción representativa de ellos, pero no menos de tres, distribuidas en distintas zonas de la estructura;
 - II. La intensidad de la carga de prueba deberá ser igual a 85% de la de diseño incluyendo los factores de carga que correspondan;
 - III. La zona en que se aplique será la que produzca los efectos más desfavorables, en los elementos o conjuntos seleccionados;
 - IV. Previamente a la prueba se someterán a la aprobación de la Secretaría de Obras y Servicios, el procedimiento de carga y el tipo de datos que se recabarán en dicha prueba, tales como deflexiones, vibraciones y agrietamientos;
 - V. Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando sobre la estructura no menos de 24 horas,
 - VI. Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre una falla local o incremento local brusco de desplazamiento o de la curvatura de una sección. Además, si 24 horas después de quitar la sobrecarga la estructura no muestra una recuperación mínima de 75 % de su deflexión, se repetirá la prueba;
 - VII. La segunda prueba de carga no debe iniciarse antes de 72 horas de haberse terminado la primera;
 - VIII. Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la recuperación no alcanza, en 24 horas, el 75 % de las deflexiones debidas a dicha segunda prueba,
 - IX. Si la estructura pasa la prueba de carga, pero como consecuencia de ello se observan daños tales como agrietamientos excesivos, debe repararse localmente y reforzarse

Podrá considerarse que los elementos horizontales han pasado la prueba de carga, aún si la recuperación de las flechas no alcanzan en 75 %, siempre y cuando la flecha máxima no exceda de $2 \text{ mm} + L^2 / (20,000h)$, donde L, es el claro libre del miembro que se ensaye y h su peralte total en las mismas unidades que L; en voladizos se tomará L como el doble del claro libre;
 - X. En caso de que la prueba no sea satisfactoria, debe presentarse a la Delegación un estudio proponiendo las modificaciones pertinentes, el cual será objeto de opinión por parte de la Secretaría de Obras y Servicios. Una vez realizadas las modificaciones, se llevará a cabo una nueva prueba de carga,
 - XI. Durante la ejecución de la prueba de carga, deben tomarse las medidas necesarias para proteger la seguridad de las personas;

El procedimiento para realizar pruebas de carga de pilotes será el incluido en las Normas, y
 - XII. Cuando se requiera evaluar mediante pruebas de carga la seguridad de una edificación ante efectos sísmicos, deben diseñarse procedimientos de ensaye y criterios de evaluación que tomen en cuenta las características peculiares de la acción sísmica, como son la aplicación de efectos dinámicos y de repeticiones de carga alternadas. Estos procedimientos y criterios deben ser aprobados por la Secretaría de Obras y Servicios.

TITULO SÉPTIMO DE LA CONSTRUCCIÓN

CAPÍTULO I GENERALIDADES

ARTÍCULO 187.-Una copia de los planos registrados y de la licencia de construcción especial, debe conservarse en las obras durante la ejecución de éstas y estar a disposición de la Delegación.

Durante la ejecución de una obra deben tomarse las medidas necesarias para no alterar la accesibilidad y el funcionamiento de las edificaciones e instalaciones en predios colindantes o en la vía pública.

Deben observarse, las disposiciones establecidas por la Ley Ambiental del Distrito Federal y su Reglamento, así como las demás disposiciones aplicables para la Protección del Medio Ambiente

ARTÍCULO 188.- Los materiales de construcción, escombros u otros residuos con excepción de los peligrosos, generados en las obras, podrán colocarse en las banquetas de vía pública por no más de 24 horas, sin invadir la superficie de rodamiento y sin impedir el paso de peatones y de personas con discapacidad, previo permiso otorgado por la Delegación, durante los horarios y bajo las condiciones que fije en cada caso

ARTÍCULO 189.- Los vehículos que carguen o descarguen materiales para una obra podrán realizar sus maniobras en la vía pública durante los horarios que autorice la Delegación, mismo que será visible en el letrero de la obra a que hace referencia el artículo 35 fracción VI de este Reglamento; y se apegará a lo que disponga al efecto el Reglamento de Tránsito del Distrito Federal

ARTÍCULO 190.- Los escombros, excavaciones y cualquier otro obstáculo para el tránsito en la vía pública, originados por obras públicas o privadas, serán protegidos con barreras, cambio de textura o borde en piso a una distancia mínima de un metro para ser percibidos por los invidentes y señalados por los responsables de las obras con banderas y letreros durante el día y con señales luminosas claramente visibles durante la noche, de acuerdo al Manual de Dispositivos para el Control de Tránsito en Zonas Urbanas y Suburbanas emitido por la Secretaría de Transporte y Vialidad.

ARTÍCULO 191.- Los propietarios o poseedores están obligados a reparar por su cuenta las banquetas y guarniciones que hayan deteriorado con motivo de la ejecución de la obra. En su defecto, la Delegación ordenará los trabajos de reparación o reposición con cargo a los propietarios o poseedores. Si se trata de esquinas y no existen rampas peatonales, se realizarán de acuerdo con lo establecido en las Normas

ARTÍCULO 192.-Los equipos eléctricos en instalaciones provisionales, utilizados durante la obra, deben cumplir con las Normas Oficiales Mexicanas que correspondan.

ARTÍCULO 193.- Los propietarios o poseedores de las obras cuya construcción sea suspendida por cualquier causa por más de 60 días naturales, están obligados a dar aviso a la autoridad correspondiente, a limitar sus predios con la vía pública por medio de cercas o bardas y a clausurar los vanos que fuere necesario, a fin de impedir el acceso a la construcción.

ARTÍCULO 194.- Los tapiales, de acuerdo con su tipo, deberán ajustarse a las siguientes disposiciones.

- I. De barrera cuando se ejecuten obras de pintura, limpieza o similares, se colocarán barreras que se puedan remover al suspenderse el trabajo diario. Estarán pintadas y tendrán leyendas de "Precaución". Se construirán de manera que no obstruyan o impidan la vista de las señales de tránsito, de las placas de nomenclatura o de los aparatos y accesorios de los servicios públicos, en caso necesario, se solicitará a la Administración su traslado provisional a otro lugar;
- II. De marquesina: cuando los trabajos se ejecuten a más de 10 m. de altura, se colocarán marquesinas que cubran suficientemente la zona inferior de las obras, tanto sobre la banqueta como sobre los predios colindantes. Se colocarán de tal manera que la altura de caída de los materiales de demolición o de construcción sobre ellas, no exceda de cinco metros;
- III. Fijos en las obras que se ejecuten en un predio a una distancia menor de 10 m. de la vía pública, se colocarán tapiales fijos que cubran todo el frente de la misma. Serán de madera, lámina, concreto, mampostería o de otro material que ofrezca garantías de seguridad. Tendrán una altura mínima de 2.40 m., deben estar pintados y no tener más claros que los de las puertas, las cuales se mantendrán cerradas. Cuando la fachada quede al paño del alineamiento, el tapial podrá abarcar una franja anexa hasta de 0.50 m. sobre la banqueta. Previa solicitud, la Delegación podrá conceder mayor superficie de ocupación de banquetas, siempre y cuando no se impida el paso de peatones incluyendo a personas con discapacidad;
- IV. De paso cubierto: en obras cuya altura sea mayor de 10 m. y en aquellas en que la invasión de banqueta lo amerite, la Delegación exigirá la construcción de un paso cubierto, además del tapial. Tendrá, cuando menos, una altura de 2.40 m. y una anchura libre de 1.20 m., y

En casos especiales, la Delegación podrá permitir o exigir, en su caso, otro tipo de tapiales diferentes a los especificados en este artículo.

Ningún elemento de los tapiales quedará a menos de 0.50 m. de la vertical sobre la guarnición de la banqueta.

CAPÍTULO II DE LA SEGURIDAD E HIGIENE EN LAS OBRAS

ARTÍCULO 195 - Durante la ejecución de cualquier edificación, el Director Responsable de Obra o el propietario de la misma, si ésta no requiere Director Responsable de Obra, tomarán las precauciones, adoptarán las medidas técnicas y realizarán los trabajos necesarios para proteger la vida y la integridad física de los trabajadores y la de terceros, para lo cual deberán cumplir con lo establecido en este Capítulo y con el Reglamento Federal de Seguridad, Higiene y Medio Ambiente de Trabajo.

ARTÍCULO 196.- Durante las diferentes etapas de construcción de cualquier edificación, deben tomarse las precauciones necesarias para evitar los incendios y para combatirlos mediante el equipo de extinción adecuado. Esta protección debe proporcionarse tanto al área ocupada por la obra en sí, como a las colindancias, bodegas, almacenes y oficinas. El equipo de extinción de fuego debe ubicarse en lugares de fácil acceso en las zonas donde se ejecuten soldaduras u otras operaciones que puedan originar incendios y se identificará mediante señales, letreros o símbolos claramente visibles.

Los extintores de fuego deben cumplir con lo indicado en este Reglamento y sus Normas, y en el Reglamento Federal de Seguridad, Higiene y Medio Ambiente de Trabajo

Los aparatos y equipos que se utilicen en la edificación, que produzcan humo o gas proveniente de la combustión, deben ser colocados de manera que se evite el peligro de incendio o de intoxicación.

ARTÍCULO 197.- Deben usarse redes de seguridad donde exista la posibilidad de caída de los trabajadores de las edificaciones, cuando no puedan usarse cinturones de seguridad, líneas de amarre o andamios con barandales

ARTÍCULO 198.- Los trabajadores deben usar los equipos de protección personal en los casos que se requiera, de conformidad con el Reglamento Federal de Seguridad, Higiene y Medio Ambiente de Trabajo

ARTÍCULO 199 - En las obras deben proporcionarse a los trabajadores servicios provisionales de agua potable y un sanitario portátil, excusado o letrina por cada 25 trabajadores o fracción excedente de 15; y mantener permanentemente un botiquín con los medicamentos e instrumentales de curación necesarios para proporcionar primeros auxilios.

CAPÍTULO III DE LOS MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

ARTÍCULO 200.- Los materiales empleados en la construcción deben ajustarse a las siguientes disposiciones:

- I. La resistencia, calidad y características de los materiales empleados en la construcción, serán las que se señalen en las especificaciones de diseño y los planos constructivos registrados, y deben satisfacer las Normas de este Reglamento, y las Normas Oficiales Mexicanas o Normas Mexicanas, y
- II. Cuando se proyecte utilizar en una construcción algún material nuevo del cual no existan Normas o Normas Oficiales Mexicanas o Normas Mexicanas, el Director Responsable de Obra debe solicitar la aprobación previa de la Secretaría de Obras y Servicios para lo cual presentará los resultados de las pruebas de verificación de calidad de dicho material.

ARTÍCULO 201.- Los materiales de construcción deben ser almacenados en las obras de tal

manera que se evite su deterioro y la intrusión de materiales extraños que afecten las propiedades y características del material.

ARTÍCULO 202.- El Director Responsable de Obra, debe vigilar que se cumpla con este Reglamento y con lo especificado en el proyecto, principalmente en lo que se refiere a los siguientes aspectos:

- I. Propiedades mecánicas de los materiales,
- II. Tolerancias en las dimensiones de los elementos estructurales, como medidas de claros, secciones de las piezas, áreas y distribución del acero y espesores de recubrimientos,
- III. Nivel y alineamiento de los elementos estructurales, y
- IV. Cargas muertas y vivas en la estructura, incluyendo las que se deban a la colocación de materiales durante la ejecución de la obra

ARTÍCULO 203 - Podrán utilizarse los nuevos procedimientos de construcción que el desarrollo de la técnica introduzca, previa autorización de la Secretaría de Obras y Servicios, para lo cual el Director Responsable de Obra debe presentar una justificación de idoneidad detallando el procedimiento propuesto y anexando, en su caso, los datos de los estudios y los resultados de las pruebas experimentales efectuadas.

ARTÍCULO 204 - Deben realizarse las pruebas de verificación de calidad de materiales que señalen las normas oficiales correspondientes y las Normas. En caso de duda, la Administración podrá exigir los muestreos y las pruebas necesarias para verificar la calidad y resistencia especificadas de los materiales, aún en las obras terminadas.

El muestreo debe efectuarse siguiendo métodos estadísticos que aseguren que el conjunto de muestras sea representativo en toda la obra

La Secretaría de Obras y Servicios llevará un registro de los laboratorios o empresas que, a su juicio, puedan realizar estas pruebas.

ARTÍCULO 205 - Los elementos estructurales que se encuentren en ambiente corrosivo o sujetos a la acción de agentes físicos, químicos o biológicos que puedan hacer disminuir su resistencia, deben ser de material resistente a dichos efectos, o recubiertos con materiales o sustancias protectoras y tendrán un mantenimiento preventivo que asegure su funcionamiento dentro de las condiciones previstas en el proyecto.

En los paramentos exteriores de los muros debe impedirse el paso de la humedad; el mortero de las juntas debe resistir el intemperismo.

CAPÍTULO IV DE LAS MEDICIONES Y TRAZOS

ARTÍCULO 206 - En las edificaciones en que se requiera llevar registro de posibles movimientos

verticales, de acuerdo con el artículo 176 de este Reglamento, así como en aquellas en que el Director Responsable de Obra lo considere necesario o la Administración lo ordene, se instalarán referencias o bancos de nivel, suficientemente alejados de la cimentación o estructura de que se trate, para no ser afectados por los movimientos de las mismas o de otras cargas cercanas, y se referirán a éstos las nivelaciones que se hagan.

En este caso, también se efectuarán nivelaciones a las edificaciones ubicadas en los predios colindantes a la construcción con objeto de observar su comportamiento.

ARTÍCULO 207.- Antes de iniciarse una construcción debe verificarse el trazo del alineamiento del predio con base en la constancia de alineamiento y número oficial, y las medidas de la poligonal del perímetro, así como la situación del predio en relación con los colindantes, la cual debe coincidir con los datos correspondientes del título de propiedad, en su caso. Se trazarán después los ejes principales del proyecto, refiriéndolos a puntos que puedan conservarse fijos. Si los datos que arroje el levantamiento del predio exigen un ajuste de las distancias entre los ejes consignados en los planos arquitectónicos, debe dejarse constancia de las diferencias mediante anotaciones en bitácora o elaborando planos del proyecto ajustado. El Director Responsable de Obra debe hacer constar que las diferencias no afectan la seguridad estructural ni el funcionamiento de la construcción, ni la separación exigida entre edificaciones adyacentes a que se refiere el artículo 166 de este Reglamento. En caso necesario deben hacerse las modificaciones pertinentes al proyecto arquitectónico y al estructural.

CAPÍTULO V DE LAS EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES

ARTÍCULO 208.- Para la ejecución de las excavaciones y la construcción de cimentaciones se observarán las disposiciones del Capítulo VIII del Título Sexto de este Reglamento, así como las Normas. En particular se cumplirá lo relativo a las precauciones para que no resulten afectadas las edificaciones y predios vecinos ni los servicios públicos, de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 172 de este Reglamento.

ARTÍCULO 209.- Si en el proceso de una excavación se encuentran restos fósiles o arqueológicos, se debe suspender de inmediato la excavación en ese lugar y notificar a la Delegación para que lo haga del conocimiento de las dependencias de la Administración Pública Federal y/o Local competentes.

ARTÍCULO 210 - El uso de explosivos en excavaciones queda condicionado a la autorización y cumplimiento de los ordenamientos que señale la Secretaría de la Defensa Nacional y a las restricciones y elementos de protección que ordene la Delegación.

CAPÍTULO VI DEL DISPOSITIVO PARA TRANSPORTE VERTICAL EN LAS OBRAS

ARTÍCULO 211 - Los dispositivos empleados para transporte vertical de materiales o de personas durante la ejecución de las obras, deben ofrecer adecuadas condiciones de seguridad.

Sólo se permitirá transportar personas en las obras por medio de elevadores cuando éstos hayan sido diseñados, contruidos e instalados con barandales, freno automático que impida la caída

libre y guías en toda su altura que eviten el volteamiento. Los elevadores deben contar con todas las medidas de seguridad adecuadas.

ARTÍCULO 212.- Las máquinas elevadoras y bandas transportadoras empleadas durante la ejecución de las obras, incluidos sus elementos de sujeción, anclaje y sustentación, deben:

- I. Ser de buena construcción mecánica y resistencia adecuada;
- II. Mantenerse en buen estado de conservación y funcionamiento;
- III. Revisarse y examinarse periódicamente durante la operación en la obra y antes de ser utilizadas, particularmente en sus elementos mecánicos tales como: cables, anillos, cadenas, garfios, manguitos, poleas, y eslabones giratorios usados para izar y/o descender materiales o como medio de suspensión;
- IV. Indicar claramente la carga útil máxima de la máquina de acuerdo con sus características, incluyendo la carga admisible para cada caso, si ésta es variable, y
- V. Estar provistas de los accesorios necesarios para evitar descensos accidentales.

ARTÍCULO 213.- Antes de instalar grúas-torre en una obra, se debe despejar el sitio para permitir el libre movimiento de la carga y del brazo giratorio y vigilar que dicho movimiento no dañe edificaciones vecinas, instalaciones o líneas eléctricas en vía pública

Se debe hacer una prueba completa de todas las funciones de las grúas-torre después de su erección o extensión y antes de que entren en operación.

Semanalmente deben revisarse y corregirse, en su caso, cables, contraventeos, malacates, brazo giratorio, frenos, sistema de control de sobrecarga y todos los elementos de seguridad. Debe elaborarse un reporte de verificación de esta revisión semanal y anexarse a la bitácora de obra

CAPÍTULO VII DE LAS INSTALACIONES

ARTÍCULO 214.- Las instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, contra incendio, de gas, vapor, combustible, líquidos, aire acondicionado, telefónicas, de comunicación y todas aquellas que se coloquen en las edificaciones, serán las que indique el proyecto, y garantizarán la eficiencia de las mismas, así como la seguridad de la edificación, trabajadores y usuarios, para lo cual deben cumplir con lo señalado en este Capítulo, en las Normas y las demás disposiciones aplicables a cada caso.

ARTÍCULO 215.- En las instalaciones se emplearán únicamente tuberías, válvulas, conexiones materiales y productos que satisfagan las Normas y las demás disposiciones aplicables.

ARTÍCULO 216.- Los procedimientos para la colocación de instalaciones se sujetarán a las siguientes disposiciones:

- I El Director Responsable de Obra programará la colocación de las tuberías de instalaciones en los ductos destinados a tal fin en el proyecto, los pasos complementarios y las preparaciones necesarias para no romper los pisos, muros, plafones y elementos estructurales;
- II En los casos que se requiera ranurar muros y elementos estructurales para la colocación de tuberías, se trazarán previamente las trayectorias de dichas tuberías, y su ejecución será aprobada por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en Seguridad Estructural y el Corresponsable en Instalaciones, en su caso. Las ranuras en elementos de concreto no deben afectar a los recubrimientos mínimos del acero de refuerzo señalados en las Normas;
- III. Los tramos verticales de las tuberías de instalaciones se colocarán empotrados en los muros o elementos estructurales o sujetos a éstos mediante abrazaderas, y
- IV. Las tuberías alojadas en terreno natural se sujetarán a las disposiciones indicadas en las Normas

ARTÍCULO 217.- Los tramos de tuberías de las instalaciones hidráulicas, sanitarias, contra incendio, de gas, vapor, combustibles líquidos, aire comprimido, oxígeno y otros, deben unirse y sellarse herméticamente, de manera que se impida la fuga del fluido que conduzcan, para lo cual debe observarse lo que se establece en las Normas y demás disposiciones aplicables

ARTÍCULO 218.- Las tuberías para las instalaciones a que se refiere el artículo anterior se probarán según el uso y tipo de instalación, de acuerdo con lo indicado en las Normas y demás disposiciones aplicables

CAPÍTULO VIII DE LAS FACHADAS

ARTÍCULO 219.- Las placas de materiales en fachadas se fijarán mediante el sistema que proporcione el anclaje necesario, y se tomarán las medidas que permitan los movimientos estructurales previsibles, así como para evitar el paso de humedad a través del revestimiento.

ARTÍCULO 220.- Los vidrios y cristales deben colocarse tomando en cuenta los posibles movimientos de la edificación y contracciones ocasionadas por cambios de temperatura. Los asientos y selladores empleados en la colocación de piezas mayores a 1.5 m² deberán absorber tales deformaciones y conservar su elasticidad, debiendo observarse lo dispuesto en el Capítulo VI del Título Sexto de este Reglamento y las Normas, respecto de las holguras necesarias para absorber movimientos sísmicos

ARTÍCULO 221.- Las ventanas, cancelas, fachadas integrales y otros elementos de fachada deben resistir las cargas ocasionadas por ráfagas de viento, según lo que establece el Capítulo VII del Título Sexto de este Reglamento y las Normas.

Para estos elementos, la Delegación, previa opinión de la Secretaría de Obras y Servicios o por sí misma, podrán exigir pruebas de resistencia al viento a tamaño natural.

CAPÍTULO IX DE LAS MEDIDAS DE SEGURIDAD

ARTÍCULO 222.- Cuando la Administración tenga conocimiento de que una edificación, estructura o instalación presente algún peligro para las personas o los bienes, previo dictamen técnico de autoridad competente, requerirá a su propietario o poseedor con la urgencia que el caso amerite, para que realice las reparaciones, obras o demoliciones necesarias, de conformidad con la Ley.

Cuando la demolición tenga que hacerse en forma parcial, ésta comprenderá también la parte que resulte afectada por la continuidad estructural

ARTÍCULO 223.- Cuando se interrumpa una excavación, se ejecutarán las obras necesarias para evitar que se presenten movimientos que puedan dañar a las edificaciones y predios colindantes o a las instalaciones de la vía pública y que ocurran fallas en los taludes o fondo de la excavación por intemperismo prolongado, descompensación del terreno o por cualquier otra causa

Se tomarán también las precauciones necesarias para impedir el acceso al sitio de la excavación mediante señalamiento adecuado y barreras para evitar accidentes.

ARTÍCULO 224.- El propietario y el Director Responsable de Obra deben asegurarse de que las obras suspendidas a que se refiere el artículo 193 de este Reglamento, queden en condiciones de estabilidad y seguridad, que no impliquen un riesgo para los vecinos, peatones y construcciones contiguas.

ARTÍCULO 225 - Una vez concluidas las obras o los trabajos que hayan sido ordenados de acuerdo con el artículo 222 de este Reglamento, el propietario o el Director Responsable de Obra dará aviso de terminación a la autoridad que ordenó los trabajos, quien verificará la correcta ejecución de los mismos, pudiendo, en su caso, ordenar su modificación o corrección y quedando obligados a realizarlas.

ARTÍCULO 226.- Si como resultado del dictamen técnico y una vez que el particular hubiere sido requerido para realizar las reparaciones, obras o demoliciones indispensables y fuere necesario ejecutar algunos de los trabajos mencionados en el artículo 222 de este Reglamento, para los que se requieran efectuar la desocupación parcial o total de una edificación, la Administración, una vez que se haya requerido al particular realizar las reparaciones, obras y demoliciones necesarias, y siempre que existan razones de urgencia ante la presencia de una situación de peligro inminente para sus ocupantes podrá hacer uso de la fuerza pública para hacer cumplir la orden.

ARTÍCULO 227 - En caso de desacuerdo del o los ocupantes de una construcción, en contra de la orden de desocupación a que se refiere el artículo anterior, los afectados podrán interponer recurso de inconformidad de acuerdo con lo previsto en la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal. Si se confirma la orden de desocupación y persiste la renuencia a acatarla, la Administración podrá hacer uso de la fuerza pública para hacer cumplir la orden.

El término para la interposición del recurso a que se refiere este precepto será de tres días hábiles

contados a partir de la fecha en que se haya notificado al interesado la orden de desocupación, La Autoridad debe resolver el recurso dentro de un plazo de tres días hábiles, contados a partir de la fecha de interposición del mismo

La orden de desocupación no implica la pérdida de los derechos u obligaciones que existan entre el propietario y los inquilinos del inmueble.

ARTÍCULO 228.- La autoridad competente podrá imponer como medida de seguridad la suspensión total de las obras, terminadas o en ejecución, de acuerdo con lo dispuesto por la Ley y el Reglamento de Verificación Administrativa del Distrito Federal, cuando la construcción:

- I. No se ajuste a las medidas de seguridad y demás protecciones que señala este Reglamento;
- II. Se ejecute sin ajustarse al proyecto registrado o aprobado, con excepción de las diferencias permitidas en el artículo 70 de este Reglamento;
- III. Represente peligro grave o inminente, con independencia de aplicar en su caso el supuesto señalado en el artículo 254 de este Reglamento;

Cuando la autoridad imponga alguna medida de seguridad debe señalar el plazo que concede al visitado para efectuar las correcciones y trabajos necesarios, procediendo el levantamiento de sellos de suspensión, previa solicitud del interesado, para el solo efecto de que se realicen los trabajos y acciones que corrijan las causas que motivaron la imposición de la medida de seguridad.

La corrección de las causas que motivan la imposición de medidas de seguridad no eximen al interesado de las sanciones aplicables

TÍTULO OCTAVO DEL USO, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

CAPÍTULO ÚNICO DEL USO Y CONSERVACIÓN DE PREDIOS Y EDIFICACIONES

ARTÍCULO 229 - La Delegación establecerá las medidas de protección que, además de lo dispuesto en la Ley Ambiental del Distrito Federal, deben cumplir los inmuebles cuando:

- I. Produzcan, almacenen, distribuyan, vendan o manejen objetos o sustancias tóxicas, contaminantes, corrosivas, reactivas, explosivas o flamables, según el área en que se encuentren: habitacional, industrial, entre otras,
- II. Acumulen escombros o basura,
- III. Se trate de excavaciones profundas;
- IV. Impliquen la aplicación de cargas o la transmisión de vibraciones a las edificaciones, mayores a las de diseño autorizado, y
- V. Produzcan humedad, salinidad, gases, humos, polvos, ruidos, cambios importantes de temperatura, malos olores, u otros efectos perjudiciales o molestos que puedan ocasionar daño al medio ambiente, a terceros en su persona, sus propiedades o posesiones

ARTÍCULO 230.- Ningún inmueble podrá utilizarse para un uso diferente del autorizado ni modificar el funcionamiento estructural del proyecto aprobado, sin haber obtenido previamente el cambio de uso, de lo contrario, la Delegación ordenará, con base en el dictamen técnico, lo siguiente:

- I. La restitución de inmediato al uso aprobado, en caso de que pueda hacerse sin la necesidad de efectuar obras, y
- II. La ejecución de obras, adaptaciones, instalaciones y otros trabajos que sean necesarios para el correcto funcionamiento del inmueble y restitución al uso aprobado, dentro del plazo que para ello se señale.

ARTÍCULO 231 - Los propietarios o poseedores de las edificaciones y predios tienen obligación de conservarlos en buenas condiciones de estabilidad, servicio, aspecto e higiene, evitar que se conviertan en molestia o peligro para las personas o los bienes, reparar y corregir los desperfectos, fugas, de no rebasar las demandas de consumo del diseño autorizado en las instalaciones y observar, las siguientes disposiciones:

- I. Los acabados en las fachadas deben mantenerse en buen estado de conservación, aspecto e higiene;
- II. Los predios, excepto los que se ubiquen en zonas que carezcan de servicios públicos de urbanización, deben contar con cercas en sus límites que no colinden con edificaciones permanentes o con cercas existentes, de una altura mínima de 2.50 m, construidas con cualquier material, excepto madera, cartón, alambrado de púas y otros similares que pongan en peligro la seguridad de personas y bienes;
- III. Los predios no edificados deben estar libres de escombros, basura y drenados adecuadamente;
- IV. Quedan prohibidas las instalaciones y edificaciones precarias en las azoteas, cualquiera que sea el uso que pretenda dárseles, y
- V. El suelo de cimentación debe protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subterráneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares

ARTÍCULO 232.- Las edificaciones que requieran de dictamen de impacto urbano o impacto urbano-ambiental, según lo establecido en el Título Cuarto de este Reglamento, deben contar con manuales de operación y mantenimiento, cuyo contenido mínimo será

- I. Tendrá tantos capítulos como sistemas de instalaciones, estructura, acabados y mobiliario tenga la edificación;
- II. En cada capítulo se hará la descripción del sistema en cuestión y se indicarán las acciones mínimas de mantenimiento preventivo y correctivo. Los equipos de extinción de fuego deben someterse a lo que establezcan las Normas;
- III. Para mantenimiento preventivo se indicarán los procedimientos y materiales a utilizar, así

como su periodicidad. Se señalarán también los casos que requieran la intervención de especialistas, y

- IV. Para mantenimiento correctivo se indicarán los procedimientos y materiales a utilizar para los casos más frecuentes, así como las acciones que requieran la intervención de especialistas

ARTÍCULO 233.- Los propietarios de las edificaciones deben conservar y exhibir, cuando sean requeridos por las autoridades, los planos, memoria de diseño y el libro de bitácora, que avalen la seguridad estructural de la edificación en su proyecto original y en caso de existir modificaciones, dichos planos y memoria de diseño deben estar actualizados.

TÍTULO NOVENO DE LAS AMPLIACIONES DE OBRAS

CAPÍTULO ÚNICO DE LAS AMPLIACIONES DE OBRAS

ARTÍCULO 234.- Las obras de ampliación sólo podrán ser autorizadas si el Programa y los Programas General, Delegacionales y/o Parciales permiten el uso del suelo y la nueva densidad o intensidad de ocupación del suelo, y además, cumplen con los requerimientos que establecen la Ley y este Reglamento. El propietario o poseedor, que cuente con el certificado de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos no podrá ampliar su área autorizada.

ARTÍCULO 235 - En las obras de ampliación no se podrán sobrepasar los límites de resistencia estructural, las capacidades de servicio de las instalaciones eléctricas, hidráulicas y sanitarias de las edificaciones en uso, excepto en los casos que exista la infraestructura necesaria para proporcionar el servicio, previa solicitud y aprobación de las autoridades correspondientes.

TÍTULO DÉCIMO DE LAS DEMOLICIONES

CAPÍTULO ÚNICO DE LAS MEDIDAS PREVENTIVAS EN DEMOLICIONES.

ARTÍCULO 236.- Con la solicitud de licencia de construcción especial para demolición considerada en el Título Cuarto de este Reglamento, se debe presentar un programa en el que se indicará el orden, volumen estimado y fechas aproximadas en que se demolerán los elementos de la edificación. En caso de prever el uso de explosivos, el programa señalará con toda precisión el o los días y la hora o las horas en que se realizarán las explosiones, que estarán sujetas a la aprobación de la Delegación.

El uso de explosivos para demoliciones queda condicionado a que la Secretaría de la Defensa Nacional otorgue el permiso correspondiente.

ARTÍCULO 237 - Las demoliciones de edificaciones con un área mayor de 60 m² en planta baja o de un cuarto en cualquier otro nivel con un área mayor a 16 m², deben contar con la responsiva de

un Director Responsable de Obra o Corresponsable, en su caso, según lo dispuesto en el Título Cuarto de este Reglamento

ARTÍCULO 238.- Cualquier demolición en zonas del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación o cuando se trate de inmuebles parte del patrimonio cultural urbano y/o ubicados dentro del Área de Conservación Patrimonial del Distrito Federal requerirá, previo a la licencia de construcción especial para demolición, la autorización por parte de las autoridades federales que correspondan y el dictamen técnico de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, debiendo contar en todos los casos, con responsiva de un Director Responsable de Obra y de los Corresponsables.

ARTÍCULO 239 - Previo al inicio de la demolición y durante su ejecución, se deben proveer todas las medidas de seguridad que determine en cada caso la Delegación

ARTÍCULO 240 - En los casos autorizados de demolición con explosivos, la Delegación debe avisar a los vecinos la fecha y hora exacta de las explosiones, cuando menos con 24 horas de anticipación.

ARTÍCULO 241 -El procedimiento de demolición será propuesto por el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en su caso y autorizado por la Delegación.

ARTÍCULO 242.- El horario de trabajo en el proceso de las obras de demolición quedará comprendido entre las 8:00 y las 18:00 horas. En caso de que sea necesario ampliar o modificar este horario, previo consentimiento de los vecinos, se deberá solicitar a la Delegación su aprobación.

ARTÍCULO 243.- Los materiales, desechos y escombros provenientes de una demolición deben ser retirados en su totalidad en un plazo no mayor de 30 días hábiles contados a partir del término de la demolición y bajo las condiciones que establezcan las autoridades correspondientes en materia de vialidad, transporte y sitio de disposición final

TÍTULO DÉCIMO PRIMERO DE LAS VISITAS DE VERIFICACIÓN, SANCIONES Y RECURSOS

CAPÍTULO I DE LAS VISITAS DE VERIFICACIÓN

ARTÍCULO 244.- Una vez registrada la manifestación de construcción o expedida la licencia de construcción especial, la Delegación y en su caso la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, ejercerá las funciones de vigilancia y verificación que correspondan, de conformidad con lo previsto en la Ley, la Ley de Procedimiento Administrativo para el Distrito Federal y el Reglamento de Verificación Administrativa para el Distrito Federal.

ARTÍCULO 245.- Las verificaciones a que se refiere este Reglamento tienen por objeto comprobar que los datos y documentos contenidos en el registro de manifestación de construcción y de la licencia de construcción especial, referentes a obras o instalaciones que se encuentren en proceso o terminadas, cumplan con las disposiciones de la Ley, de los Programas, de este Reglamento y sus Normas y demás ordenamientos jurídicos aplicables

CAPÍTULO II DE LAS SANCIONES

ARTÍCULO 246 - La autoridad competente impondrá las medidas de seguridad y sanciones que resulten procedentes, en los términos de este Reglamento y demás disposiciones aplicables, independientemente de la responsabilidad civil o penal que resulte.

Las sanciones previstas en este Reglamento podrán ser impuestas conjunta o separadamente a los responsables, independientemente de las medidas de seguridad que ordene la autoridad competente

La imposición y cumplimiento de las sanciones no eximirá al infractor de la obligación de corregir las irregularidades que hayan dado motivo al levantamiento de la infracción

ARTÍCULO 247.- La autoridad competente para fijar la sanción, debe tomar en cuenta las condiciones personales del infractor, la gravedad de la infracción y las modalidades y demás circunstancias en que la misma se haya cometido.

ARTÍCULO 248.- Las sanciones por infracciones a este Reglamento son las siguientes:

- I. Amonestación por escrito,
- II. Multa que podrá ser de 50 a 800 días de salario mínimo general vigente en el Distrito Federal;
- III. Suspensión temporal del registro de Director Responsable de Obra y/o Corresponsable;
- IV. Cancelación del registro del Director Responsable de Obra y/o Corresponsable;
- V. Clausura, parcial o total,
- VI. Revocación;
- VII. Nulidad, y
- VIII. Demolición, parcial o total.

ARTÍCULO 249.- Independientemente de la aplicación de las sanciones pecuniarias a que se refiere el presente Capítulo, la autoridad competente procederá a clausurar las obras o instalaciones en ejecución, cuando:

- I. Previo dictamen técnico emitido u ordenado por la Administración, se declare en peligro inminente la estabilidad o seguridad de la construcción,
- II. La ejecución de una obra o de una demolición, se realice sin las debidas precauciones y ponga en peligro la vida o la integridad física de las personas, o pueda causar daños a bienes públicos o a terceros,
- III. No se dé cumplimiento a una orden de las previstas por el artículo 222 de este Reglamento, dentro del plazo que se haya fijado para tal efecto;
- IV. La construcción no se ajuste a las restricciones impuestas en el resultado del Sistema de Información Geográfica, en el certificado de zonificación para usos de suelo específico, o el certificado único de zonificación de uso de suelo específico y factibilidades y en la constancia de alineamiento y número oficial;
- V. Se obstaculice o se impida en alguna forma el cumplimiento de las funciones de verificación reglamentaria del personal autorizado por la Administración,
- VI. La obra se ejecute sin registro de manifestación de construcción, en su caso,
- VII. La obra se ejecute sin licencia de construcción especial, en su caso,
- VIII. El registro de manifestación de construcción sea declarado nulo o haya terminado su vigencia,
- IX. La licencia de construcción especial sea revocada o haya terminado su vigencia,
- X. La obra se ejecute sin la intervención y vigilancia, en su caso del Director Responsable de Obra y de los Corresponsables, en los términos de este Reglamento, y
- XI. Se usen explosivos sin el permiso correspondiente.

No obstante el estado de clausura, en el caso de las fracciones I, II, III y IV, de este artículo, la autoridad competente podrá ordenar que se lleven a cabo las obras que procedan para hacer cesar el peligro o para corregir los daños o violaciones, quedando el propietario obligado a realizarlas.

El estado de clausura impuesto con base en este artículo no será levantado en tanto el propietario o poseedor no dé cabal cumplimiento a lo ordenado por la autoridad competente y se realicen las correcciones correspondientes y se hayan pagado las multas derivadas de las violaciones a este Reglamento.

ARTÍCULO 250 -Independientemente de la imposición de las sanciones pecuniarias a que haya lugar, la autoridad competente procederá a la clausura de las obras o instalaciones terminadas cuando:

- I. La obra se haya ejecutado sin registro de manifestación de construcción, en su caso;
- II. La obra se haya ejecutado sin licencia de construcción especial, en su caso;
- III. La obra se haya ejecutado sin observar el proyecto aprobado fuera de los límites de tolerancia y sin sujetarse a lo previsto por los Títulos Cuarto, Quinto, Sexto y Séptimo de este Reglamento y las Normas;

- IV. Se use una construcción o parte de ella para un uso diferente del autorizado;
- V. No se haya registrado ante la Delegación correspondiente el Visto Bueno de Seguridad y Operación a que se refiere el artículo 68 de este Reglamento, y
- VI. Las condiciones originales en las que se otorgó el Visto Bueno de Seguridad y Operación hubieren variado y no se presente su renovación conforme al artículo 68.

El estado de clausura podrá ser total o parcial y no será levantado hasta en tanto no se hayan regularizado las obras o ejecutado los trabajos ordenados, en los términos del artículo 66 de este Reglamento.

ARTÍCULO 251 -Se sancionará al Director Responsable de Obra o al propietario o poseedor, con independencia de la reparación de los daños ocasionados a las personas o a los bienes, en los siguientes casos:

- I. Con multa equivalente de 50 a 100 días de salario mínimo general vigente en el Distrito Federal, cuando:
 - a) En la obra o instalación no muestre indistintamente, a solicitud del Verificador, copia del registro de manifestación de construcción o de la licencia de construcción especial, los planos sellados y la bitácora de obra, en su caso,
 - b) Se ocupe temporalmente con materiales de cualquier naturaleza la vía pública, sin contar con el permiso o autorización correspondiente, y
 - c) Se obstaculice o se impida en cualquier forma las funciones de los verificadores señaladas en el Capítulo anterior y en las disposiciones relativas del Reglamento de Verificación Administrativa para el Distrito Federal.
- II. Con multa equivalente de 100 a 250 días de salario mínimo general vigente en el Distrito Federal, cuando:
 - a) Se violen las disposiciones relativas a la conservación de edificaciones y predios previstas en este Reglamento, y
 - b) El propietario o poseedor no realice el trámite de Aviso de Terminación de Obra, según lo previsto en este Reglamento.
- III. Con multa equivalente de 200 a 500 días de salario mínimo general vigente en el Distrito Federal, cuando:
 - a) Se hagan cortes en banquetas, arroyos, guarniciones y/o pavimentos, sin contar con el permiso o autorización correspondiente,
 - b) Por la vía de un dictamen de seguridad estructural, que emita u ordene la Administración, se determine que por la realización de excavaciones u otras obras, se afecten la estabilidad del propio inmueble o de las edificaciones y predios vecinos;
 - c) En la obra o instalación no se respeten las previsiones contra incendio previstas en este Reglamento,

- d) Haya hecho uso de documentos apócrifos para obtener el registro de manifestación de construcción, la expedición de licencia de construcción especial, permisos o autorizaciones, durante la ejecución y ocupación de la edificación;
 - e) Con motivo de la ejecución de la obra, instalación, demolición o excavación, se deposite material producto de estos trabajos en barrancas, escurrimientos naturales o afluentes hidrológicos, y
 - f) En la ejecución de la obra o instalación y sin previa autorización de la autoridad competente se dañe, mutile o demuela algún elemento de edificaciones consideradas patrimonio artístico, histórico o cultural, además de la reposición del daño de las piezas mutiladas o demolidas, con las características de dimensiones, materiales y acabados de las piezas originales o los que en su caso indiquen las autoridades federales o locales, en el ámbito de sus atribuciones
- IV. Con multa equivalente del uno al cinco por ciento del valor de las construcciones o instalaciones, de acuerdo al avalúo correspondiente que emita un valuador registrado ante la Secretaría de Finanzas, en el caso de que en la obra o instalación se excedan las tolerancias permitidas en el artículo 70 de este Reglamento.

ARTÍCULO 252.- Se sancionará al Director Responsable de Obra y al Corresponsable que incurra en las siguientes infracciones

- I. Con multa equivalente de 150 a 300 días de salario mínimo general vigente en el Distrito Federal, cuando:
- a) No se observen las disposiciones de este Reglamento durante la ejecución de la obra, en lo que se refiere a los dispositivos de elevación de materiales o de personas, así como en el uso de transportadores electromecánicos en la edificación;
 - b) Sin autorización previa de la Secretaría de Obras y Servicios, se utilicen los procedimientos de construcción a que se refiere el artículo 203 de este Reglamento;
 - c) No se acaten las disposiciones relativas contenidas en el Título Quinto de este Reglamento en la edificación de que se trate, salvo en el caso de las infracciones que prevé y sanciona el artículo 250 de este Reglamento, y
 - d) En la elaboración del Visto Bueno de Seguridad y Operación, no se hayan observado las normas de seguridad, estabilidad, prevención de emergencias, higiene y operación contenidas en el presente Reglamento
- II. Con multa equivalente de 200 a 500 días de salario mínimo general vigente en el Distrito Federal, cuando.
- a) No se cumpla con lo previsto por los artículos 35 y 39 de este Reglamento, con excepción de la fracción VIII del artículo 35 y fracción IV del artículo 39;
 - b) En la construcción, demolición de obras o para llevar a cabo excavaciones, se usen explosivos sin contar con la autorización previa correspondiente, y
 - c) No se vigile que se cumplan las resoluciones dictadas por la Administración y/o no

se denuncie ante la misma, la negativa del propietario o poseedor de acatar dichas resoluciones.

- III. Con multa equivalente de 300 a 800 días de salario mínimo general vigente en el Distrito Federal, cuando en una obra no se tomen las medidas necesarias para proteger la vida y salud de los trabajadores y de cualquier otra persona a la que pueda causarse daño.

ARTÍCULO 253 - Se sancionará al propietario o poseedor con multa equivalente del cinco al 10 por ciento del valor de las construcciones en proceso o terminadas, en su caso, de acuerdo con el avalúo emitido por un valuador registrado ante la Secretaría de Finanzas, cuando:

- I. Se realicen las obras o instalaciones sin haber obtenido previamente el registro de manifestación de construcción, la licencia de construcción especial, la autorización o permiso respectivo de acuerdo con lo establecido en este Reglamento, y
- II. Las obras o instalaciones no concuerden con el proyecto autorizado y no se cumpla con las disposiciones contenidas en las Normas de Ordenación de los Programas General, Delegacionales y/o Parciales, o no se respeten las características señaladas en el resultado de la consulta del Sistema de Información Geográfica, certificado de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos, certificado único de zonificación de uso de suelo específico y factibilidades o con la constancia de alineamiento y número oficial.

ARTÍCULO 254 - En caso de que el propietario o poseedor de un predio o de un inmueble no cumpla con las órdenes de la Administración, la misma autoridad, previo dictamen que emita u ordene, está facultada para ejecutar, a costa del propietario o poseedor, las obras, reparaciones o demoliciones que haya ordenado, en los siguientes casos:

- I. Cuando un inmueble se utilice total o parcialmente para algún uso diferente al autorizado, sin haber cumplido con lo previsto en el artículo 73 de este Reglamento,
- II. Cuando el propietario o poseedor de una construcción señalada como peligrosa, no cumpla con las órdenes emitidas con base en los artículos 222 y 226 de este Reglamento, dentro del plazo fijado para tal efecto;
- III. Cuando se invada la vía pública con una construcción, y
- IV. Cuando no se respeten las afectaciones y las restricciones físicas y de uso impuestas a los predios en el resultado de la consulta del Sistema de Información Geográfica, el certificado único de zonificación de uso de suelo específico y factibilidades, el certificado de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos y en la constancia de alineamiento y número oficial.

En caso de que el propietario o poseedor del inmueble obstaculice o impida que la Administración realice las obras de reparación o de demolición señaladas en el dictamen respectivo, la propia Administración podrá hacer uso de la fuerza pública para hacer cumplir sus resoluciones

Si el propietario o poseedor del predio en el que la Administración se vea obligada a ejecutar obras de reparación o de demolición conforme a este artículo, se negare a pagar el costo de las mismas, la Administración por conducto de la Secretaría de Finanzas, efectuará su cobro por medio del procedimiento económico coactivo.

ARTÍCULO 255.- Al infractor reincidente se le aplicará el doble de la sanción que le haya sido impuesta, sin que su monto exceda del doble del máximo establecido para esa infracción.

Para los efectos de este Reglamento se considera reincidente al infractor que incurra en otra falta igual a aquella por la que haya sido sancionado con anterioridad

ARTÍCULO 256.- La autoridad competente declarará la nulidad del registro de manifestación de construcción, de la licencia de construcción especial, de la autorización o del permiso, cuando:

- I Se haya expedido con base en informes o documentos falsos o apócrifos; que no contengan firma autógrafa, o por autoridad no competente, y
- II Los documentos relacionados con el registro de manifestación de construcción o con la expedición de licencia de construcción especial, que se hubieren otorgado en contravención a lo dispuesto por el presente Reglamento

Procederá la revocación del registro de manifestación de construcción o de la licencia de construcción especial, cuando sobrevengan cuestiones de oportunidad o interés público en los términos de la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal.

CAPITULO III DE LOS RECURSOS

ARTÍCULO 257.- Los interesados afectados por los actos y resoluciones que emitan las autoridades administrativas, podrán interponer el recurso de inconformidad o juicio de nulidad, según lo previsto por la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal

TRANSITORIOS

ARTICULO PRIMERO.- El presente Reglamento entrará en vigor a partir del día 16 de febrero de 2004

ARTICULO SEGUNDO.- Se aboga el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal publicado en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal el 2 de agosto de 1993.

ARTICULO TERCERO.-La Secretaría de Obras y Servicios expedirá las Normas Técnicas Complementarias a que hace referencia este Reglamento dentro de los 120 siguientes a la fecha de su publicación.

En tanto se expiden dichas Normas, se seguirán aplicando las Normas Técnicas Complementarias vigentes al momento de publicación del presente Reglamento

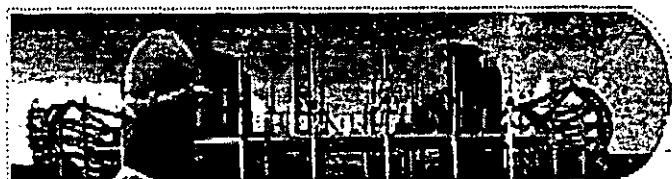
ARTÍCULO CUARTO.-Las solicitudes que se encuentren en trámite se resolverán de conformidad con lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal publicado en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal el 2 de agosto de 1993, o bien el interesado podrá optar por efectuar el trámite establecido en el presente Reglamento.

ARTÍCULO QUINTO.-En los casos en que la Ley hace referencia a la licencia de construcción se entenderá la señalada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal publicado en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal el 2 de agosto de 1993.

Dado en la Residencia oficial del Jefe de Gobierno del Distrito Federal, en la Ciudad de México, a los veintisiete días del mes de enero del año dos mil cuatro.-**EL JEFE DE GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL, ANDRÉS MANUEL LÓPEZ OBRADOR.- FIRMA EL SECRETARIO DE GOBIERNO, ALEJANDRO ENCINAS RODRÍGUEZ.-FIRMA.- LA SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA, LAURA ITZEL CASTILLO JUÁREZ.-FIRMA.- EL SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS, CESAR BUENROSTRO HERNÁNDEZ.-FIRMA.**



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



000

... Ingeniería de Civil

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS

CA 88

TEMA

CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA
DEL 30 DE MAYO AL 03 DE JUNIO DE 2005
PALACIO DE MINERÍA**



Ingeniero civil y maestro en Estructuras por la Universidad Nacional Autónoma de México. Se ha desempeñado como profesor en la Universidad Autónoma Metropolitana. Ha coordinado y dirigido áreas de estudio, investigación y planeación en Petróleos Mexicanos.

Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado

Primera parte: Marcos no dúctiles

Resumen

Se presenta un análisis de las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-96) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93) basado en una comparación con diferentes reglamentos internacionales. Esta comparación se enfoca en las disposiciones para marcos dúctiles y marcos no dúctiles contemplando las diferencias desde los puntos de vista conceptual, numérico e intuitivo. Se toma como base de la comparación el reglamento del ACI 318-95, ya que la mayoría de los códigos se apoyan en sus especificaciones y se analizan los reglamentos resaltando las diferencias existentes con el código base. Se presentan las diferencias más relevantes entre los reglamentos internacionales y el RCDF-93. Las formulaciones y los criterios exclusivos de las NTCC-96 parecen no estar apoyados suficientemente en investigaciones analíticas o experimentales. Se hace patente que algunas de ellas pueden llegar a complicar y a hacer tedioso el proceso de diseño injustificadamente. Se comentan algunas modificaciones a las NTCC-96 que se incluyen en la Propuesta de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-2001), actualmente en evaluación.

Introducción

Los reglamentos internacionales para diseño de estructuras de concreto presentan algunas diferencias en el rubro de diseño de marcos de concreto reforzado. A continuación se presenta una comparación entre los siguientes códigos:

- Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95), del Instituto Americano del Concreto (ACI-95, 1997).

- 1997 Uniform Building Code (UBC-97, 1997).

- New Zealand Standard: Code of Practice for the Design of Concrete Structures NZS 3101:1982 (NZS-82, 1982), complementado con Park (1995 y 1997).

- Architectural Institute of Japan: Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures y Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept (AIJ-90, 1994).

- Canadian Standards CAN-A23.3:M84. La revisión de este reglamento se hizo con base en Habbibullah (1992).

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-96, 1996) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93, 1993).

En el estudio original (Luna, 1999) se comparan con detalle las especificaciones relacionadas con marcos de concreto. En este trabajo la comparación se enfocará en las disposiciones para marcos dúctiles y marcos no dúctiles, contemplando las diferencias desde los puntos de vista conceptual, numérico e intuitivo en el caso en que los requisitos no estén soportados en estudios o investigaciones.

Consideraciones generales Suposiciones de diseño

Los requisitos generales y las suposiciones de diseño coinciden en la mayoría de los reglamentos estudiados, salvo algunas especificaciones que se extienden a considerar casos más puntuales. A continuación se presenta un resumen de algunas diferencias entre dichos requisitos:

- Las deformaciones en el acero de refuerzo y en el concreto se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro (véase la figura 1). Para este punto el ACI, UBC, CAN y el NZS establecen que se deberá considerar una distribución no lineal de la deformación para elementos de gran peralte sujetos a flexión, es decir, no se asumirá en este caso la distribución mostrada en la figura 1.

Este trabajo fue distinguido con el Premio Nacional "Miguel Ángel Urquipo 2002", que otorga el CICM al mejor artículo técnico de ingeniería civil.



Ingeniero civil por la UNAM, maestro y doctor en Estructuras e Ingeniería Sísmica por la Universidad de Illinois. Profesor-Investigador del Departamento de Materiales, UAM. Presidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

■ La relación entre la distribución del refuerzo por compresión en el concreto y su deformación se puede suponer que es rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que resulte de la predicción de la resistencia y que coincida sustancialmente con los resultados de pruebas a la compresión (ACI -95, 1997).

Las NTCC-96 no plantean esta última alternativa, únicamente dan la opción de utilizar el bloque de esfuerzos rectangular equivalente. Por otro lado, el AIJ establece un planteamiento diferente, involucrando características físicas y mecánicas del concreto y del acero y características geométricas de la sección en las condiciones de equilibrio de la misma.

En el cuadro 1 se establece la comparación de las especificaciones de cada reglamento para el bloque de esfuerzos rectangular equivalente (figura 1), siendo éste el que coincide en la mayoría de los códigos estudiados, además de ser el más comúnmente utilizado en el diseño estructural.

A diferencia de los demás reglamentos, en las NTCC-96 se hace disminuir el esfuerzo medio de compresión del bloque de esfuerzos como función de f'_c , en lugar de su profundidad, lo que implica que el brazo de palanca es constante. Desde el Reglamento (RCDF) de 1966 se adoptó este criterio, porque permite construir juegos de curvas de interacción que no dependen de f'_c para dimensionamiento de columnas, y conduce a resultados muy semejantes a los obtenidos con el del ACI ("Comentarios", 1991). Si se pretende que los valores sean semejantes a los del ACI, se puede comprobar que esto ocurre únicamente para el caso en que se está analizando flexión y no en flexocompresión. Analizando una columna típica de 70 x 70 cm con porcentajes de refuerzo mínimo y máximo (véanse las figuras 2 y 3), se puede observar que al comparar los diagramas de interacción realizados con los respectivos bloques de esfuerzos equivalentes del ACI y las NTCC-96, la zona de flexocompresión es distinta, debido a que el bloque propuesto por las NTCC-96 da origen a fuerzas de compresión y momentos flexionantes menores que la del bloque del ACI, y esto necesariamente redundará en una carga axial menor cuando se busca el equilibrio de fuerzas en la construcción de un diagrama de interacción. Por otro lado, se observa también que los valores calculados para flexión pura y para flexotensión son sensiblemente iguales.

Para observar el efecto que tiene el incremento de la resistencia a compresión del concreto en el bloque de esfuerzos, se hizo variar el valor de f'_c de 250 kg/cm² a 400 kg/cm² construyendo diagramas de interacción normalizados respecto a la carga axial y momento máximos del ACI (figuras 2 y 3). En dichos diagramas se observa que, conforme aumenta el valor de f'_c , la diferencia entre el ACI y las NTCC-96 en la zona de flexocompresión aumenta hasta el punto

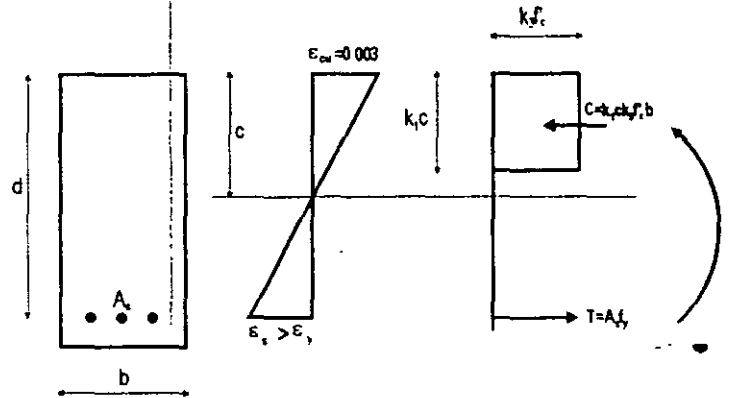


Figura 1. Hipótesis sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos

Cuadro 1. Comparación de las especificaciones para el bloque de esfuerzos.

	ACI UBC	NZS CAN	NTCC-96
k_1	0.85 si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ $0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70} \geq 0.65$ si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$	0.85 si $f'_c \leq 305 \text{ kg/cm}^2$ $0.85 - \frac{0.04(f'_c - 305)}{51} \geq 0.65$ si $f'_c > 305 \text{ kg/cm}^2$	0.8
k_2	0.85	0.85	0.68 si $0.8 f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ $(1.05 - \frac{0.8 f'_c}{1250}) \geq 0.8$ si $0.8 f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$

Notas: En las NTCC $f'_c = k_1 f'_c$ y $f'_c = k_2 f'_c$.

de 20%, y que esta diferencia es mayor en los casos en que se utilizó el porcentaje mínimo de acero de refuerzo, debido a que la contribución del acero de refuerzo es menor. La variación de la proporción del momento máximo de las NTCC-96 respecto al del ACI con el incremento de f'_c es menos significativa.

Otra diferencia de las NTCC-96 es utilizar f'_c en lugar del f'_c , justificándose de la siguiente manera: "El valor nominal, f'_c , representa una resistencia tal que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura sea menor que f'_c es aproximadamente de 2%. El percentil 2 corresponde al planteamiento general de los niveles de seguridad adoptados en el Reglamento del Distrito Federal. Por otra parte, en f'_c está incluida la tendencia observada en el sentido de que la resistencia del concreto en la estructura es menor que la obtenida en los cilindros de control. Esta disminución es un efecto normal de las operaciones de colocación (transporte, hasta los moldes, compactación, etc.), así como de la menor eficacia que normalmente tiene el curado del concreto en la estructura con relación al curado de los cilindros" ("Comentarios", 1991).

Pudiera pensarse que las diferencias entre los resultados de aplicar las NTCC-96 y el ACI principalmente se deberían a la reducción de f'_c que hacen las NTCC-96 al emplear f_c . En las figuras 2 y 3 se muestran también diagramas de interacción donde no se considera el efecto de f_c , y se advierte que esta observación es correcta en tanto no se incrementa el valor de f'_c por los motivos que se comentan a continuación; si consideramos las ecuaciones de las NTCC-96 sin tomar en cuenta la reducción de f'_c que se hace al utilizar f_c tendrían la siguiente forma:

$$k_1 = 0.8$$

$$k_3 = 0.85 f'_c \quad \text{si } f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_3 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1250}\right) \quad \text{si } f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

Así, al calcular los respectivos valores de los parámetros k_1 y k_3 , y de la fuerza de compresión del bloque equivalente asumiendo diferentes valores de

f'_c tendríamos tanto para las NTCC-96 como para el ACI lo siguiente:

f'_c (kg/cm ²)	NTCC-96 sin f_c			ACI		
	k_1	k_3	C (kg)	k_1	k_3	C (kg)
250	0.8	0.85	170bc	0.85	0.85	180.6bc
400	0.8	0.73	233.6bc	0.76	0.85	259.9bc

Nota: b ancho del elemento, c profundidad del eje neutro, C fuerza de compresión.

Se aprecia que aun cuando se ignora la reducción de f'_c que hacen las NTCC-96, los valores de las fuerzas de compresión y por consiguiente, de momentos flexionantes, son menores que los calculados con el bloque del ACI, redundando en cargas axiales menores cuando se establece el equilibrio de fuerzas internas y externas en la construcción del diagrama de interacción.

En la figura 4 se comparan los parámetros k_1 y k_3 que definen las propiedades del bloque rectangular equivalente para cada reglamento, y donde se puede observar lo siguiente:

a) Para el parámetro k_3 todos los reglamentos coinciden al proponer un valor constante, excepto las NTCC-96 que, como se mencionó, varían el esfuerzo medio del bloque en lugar de su profundidad.

b) Para el parámetro k_1 el ACI y UBC son sensiblemente iguales al NZS y CAN, existiendo una leve diferencia debida al manejo de unidades. En este caso las NTCC-96 establecen un valor constante de k_1 (brazo de palanca constante).

c) Observando ambas gráficas, se pueden intuir valores más conservadores en las NTCC-96 para el cálculo de fuerzas a compresión y momentos flexionantes, lo que se comprueba cabalmente en las figuras 2 y 3.

El ACI establece un límite para el valor de β_1 (k_1). En el suplemento al ACI 318-71 publicado en 1976, se adoptó un límite inferior de β_1 igual a 0.65 para resistencias de concreto mayores de 560 kg/cm² (figura 4). Los datos obtenidos en pruebas de concreto de alta resistencia respaldaron el bloque de esfuerzos rectangular equivalente, para resistencias de concreto que excedan los 560 kg/cm², con un β_1 igual a 0.65. El uso de la distribución rectangular equivalente especificada en el ACI 318-71 sin límite inferior en β_1 tuvo como resultado diseños incongruentes para concreto de alta resistencia para elementos sujetos a cargas axiales y de flexión combinadas (ACI-95, 1997). Las NTCC-96 no establecen ningún límite en el valor de k_3 , que es el valor que varía respecto al incremento en la resistencia a compresión (figura 4).

En virtud de lo anteriormente expuesto, y de la observación que el bloque equivalente de esfuerzos no era congruente para el diseño de concretos de alta resistencia, en la propuesta para las NTCC-2001

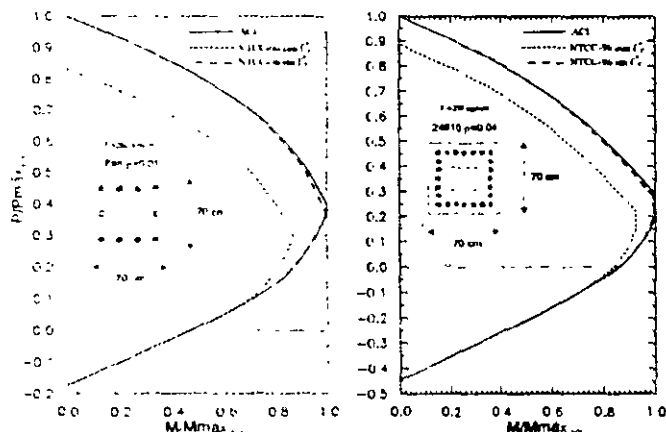


Figura 2: Comparación de diagramas de interacción obtenidos con bloques de esfuerzos del ACI y las NTCC para $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, considerando y sin considerar f_c .

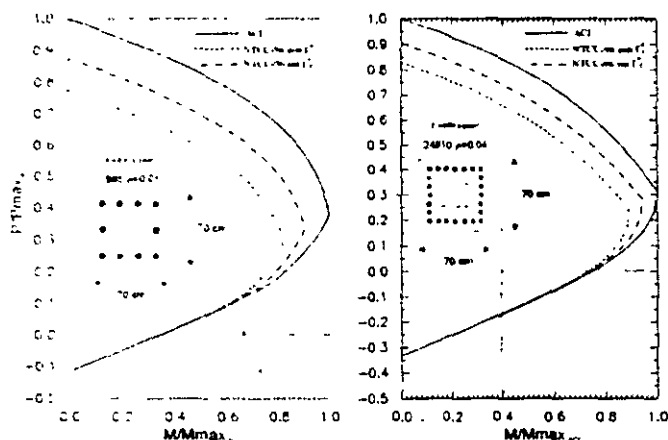


Figura 3: Comparación de diagramas de interacción obtenidos con bloques de esfuerzos del ACI y las NTCC para $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$, considerando y sin considerar f_c .

existe una modificación mayor con respecto al bloque equivalente de esfuerzos que venían adoptando las NTCC-96 y versiones anteriores. En ella, al igual que los reglamentos ACI, UBC, CAN y NZS, se especifica un bloque de esfuerzos con una resistencia uniforme $f'_c = 0.85 f'_c$, es decir, $k_3 = 0.85(0.8) = 0.68$, mientras que el parámetro k_1 (β_1) es ahora el que decrece linealmente de 0.85 a partir de $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$. Las NTCC-2001 establecen los siguientes límites en el valor de f'_c para los concretos de alta resistencia: (1) $f'_c = 550 \text{ kg/cm}^2$ para estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ o en estructuras con miembros a flexocompresión que formen parte de marcos que resistan más de 50% de las acciones sísmicas y cuya carga axial de diseño exceda 20% de la carga axial resistente de diseño, y (2) $f'_c = 700 \text{ kg/cm}^2$ para todos los demás casos no incluidos en (1).

Especificaciones generales para marcos no dúctiles

Miembros a flexión

Factor de reducción de resistencia

Los valores de los factores de reducción de resistencia para el caso de flexión se presentan en el cuadro 2 y se observa que todos los reglamentos consideran el mismo valor de 0.9. El reglamento canadiense incorpora factores de reducción de resistencia que dependen del material y no de las acciones a las que estén sometidos los elementos; tales factores se definen de la siguiente forma:

■ $\phi_c = 0.60$ para concreto.

■ $\phi_t = 0.85$ para acero.

El AIJ define esfuerzos permisibles para el concreto y el acero, y los incorpora en sus formulaciones.

Refuerzo mínimo

En el cuadro 2 se muestran las áreas de acero mínimas propuestas por cada reglamento y se observa que las expresiones son muy similares; en todos los reglamentos se establece que no es necesario aplicar la fórmula de área mínima de acero si el área de refuerzo a tensión proporcionada es por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis. Cabe hacer notar que las expresiones del cuadro 2 referentes a refuerzo mínimo en tensión se uniformaron respecto a las unidades y a la definición de área de acero mínimo, ya que, por ejemplo, en el NZS se propone la expresión $\rho_{\min} = 1.4/f_y$, donde f_y está en MPa y $\rho_{\min} = A_{s_{\min}}/bd$ es el porcentaje de acero de refuerzo mínimo a tensión. El criterio de las NTCC-96 se mantiene en las NTCC-2001.

Refuerzo máximo

En el cuadro 2 se presentan las consideraciones de los reglamentos estudiados para limitar el porcentaje de refuerzo máximo en elementos a flexión las cuales coinciden en todos ellos.

El ACI establece que la limitación del $0.75\rho_b$ proporcionará el comportamiento dúctil necesario para la mayoría de los diseños, a menos que se requieran cantidades no usuales de ductilidad. De la misma forma, comenta que para el comportamiento de las vigas con refuerzo de compresión, únicamente deberá limitarse aquella porción de la totalidad del acero en tensión balanceada por la compresión en el concreto; la otra porción de la totalidad del acero en tensión en la cual la fuerza está balanceada por el refuerzo en compresión no necesita estar limitada por el factor de 0.75 (ACI-95, 1997).

Las NTCC-96 sugieren que el área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada, y en elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75% de la correspondiente a la falla balanceada. En las NTCC-2001 no hay cambio en cuanto al área máxima de acero en tensión en elementos que deban resistir fuerzas sísmicas; sin embargo, ahora limitan al 90% de la correspondiente a la falla balanceada para elementos que no deban resistir cargas sísmicas.

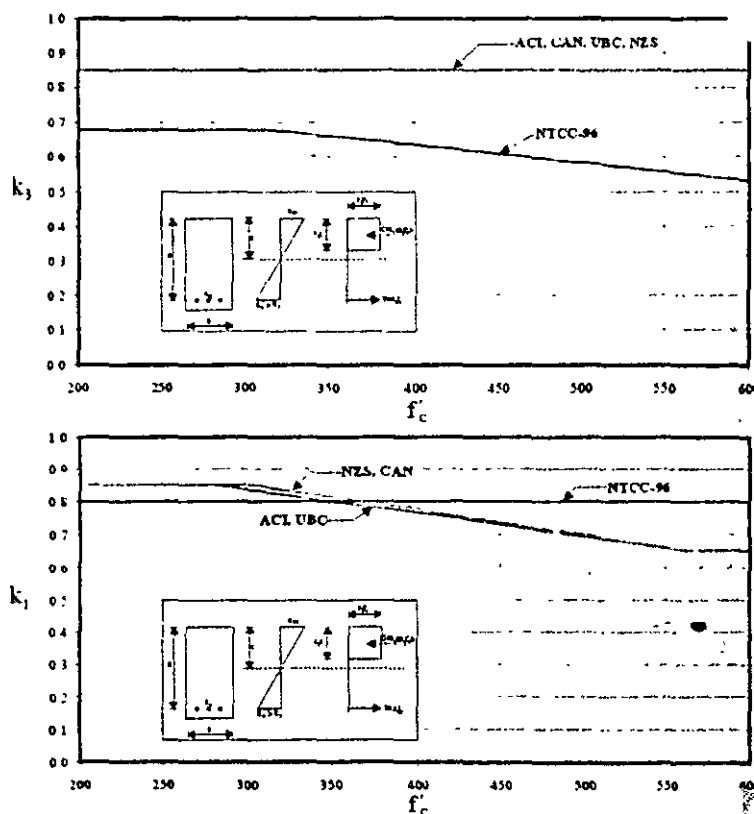


Figura 4. Comparación de los parámetros k_1 y k_3 que definen las propiedades del bloque rectangular equivalente de esfuerzos a compresión

Cuadro 2. Comparación de las especificaciones generales para marcos.

FLEXIÓN					
	ACI UBC	CAN	NZS	NTCC-96	AIJ
$f_o F_R$	0.90	-	0.90	0.90	-
A_{min}	$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $A_{min} > 14 \frac{b_w d}{f_y}$	$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $A_{min} > 14.5 \frac{b_w d}{f_y}$	$\frac{14.28 b_w d}{f_y}$	$\frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$	$0.004 b_w d$
ρ_{min}	$\leq 0.75 \rho_b$	$\leq 0.75 \rho_b$	$\leq 0.75 \rho_b$	$\leq \rho_b$ No sísmico. $\leq 0.75 \rho_b$ Sísmico.	-
FLEXOCOMPRESIÓN Y FLEXOTENSIÓN					
	ACI UBC	CAN	NZS	NTCC-96	AIJ
$f_o F_R$	0.70 a 0.90	-	0.70 a 0.90	0.70 y 0.80	-
ρ	16% 48% b	16% 48% b	≤ 0.9 $\frac{1}{5} b$ 16% 48% 3% b	$\frac{850}{\sqrt{f'_c}}$ 48% $\frac{1}{2} b$	-
ρ_{max}	0.01	0.01	0.008	$\frac{20}{f_y}$	0.008
ρ_{min}	0.03	0.05	0.08	0.06	-
Notas: En la sección de separación de refuerzo transversal (s), b representa la menor dimensión de la columna, ϕ el diámetro de la barra longitudinal más delgada y ϕ_s el diámetro del estribo. Unidades de esfuerzo en kgf/cm ² , de área en cm ² y, dimensiones y diámetros en cm.					

Requisitos para refuerzo transversal

El ACI establece que el refuerzo de compresión en vigas debe estar confinado para evitar el pandeo, utilizando estribos que satisfagan las limitaciones de tamaño y espaciamiento propuestos para el caso de columnas; el UBC, CAN y el NZS proponen los mismos valores, las NTCC-96 no proponen ninguna limitación para esta condición.

**Miembros a flexocompresión
Factor de reducción de resistencia**

Los valores de los factores de reducción de resistencia para el caso de flexocompresión se presentan en el cuadro 2. Si los elementos sometidos a flexión y carga axial cumplen con los requerimientos de refuerzo transversal más estrictos, los reglamentos asignan un valor mayor para el factor de reducción de resistencia, de lo contrario se asigna el valor mínimo. El ACI, UBC y NZS contemplan el caso en que el elemento esté sujeto a cargas axiales pequeñas y varían linealmente el factor de reducción de resistencia respecto a dicha carga axial, entre más pequeña es la carga axial, mayor es el factor de reducción de resistencia:

- a) Tensión axial y tensión axial con flexión 0.90
- b) Compresión axial y flexocompresión axial:
 - Elementos con refuerzo en espiral 0.75
 - Otros elementos reforzados 0.70

Excepto que para valores bajos de compresión axial, ϕ se puede incrementar de acuerdo con lo siguiente:

Para elementos en los cuales f_y no exceda de 4200 kg/cm², con acero de refuerzo simétrico, ϕ se puede aumentar linealmente hasta 0.90, en tanto que ϕP_n disminuye de $0.10 f_c A_g$, a cero. Para otros elementos con acero de refuerzo, ϕ se puede incrementar linealmente hasta 0.90 en tanto ϕP_n disminuye de $0.10 f_c A_g \phi P_b$, según el que sea menor a cero (ACI-95, 1997).

Por otro lado, las NTCC-96 establecen que, en flexocompresión F_R se tomará igual a 0.8 cuando el núcleo esté confinado con un zuncho o con estribos, y también cuando el elemento falle en tensión. Si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión, F_R se supondrá igual a 0.7. Para aplastamiento F_R valdrá 0.7 (NTCC-96, 1996). Este criterio se mantiene en la propuesta de las NTCC-2001.

Geometría

Las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001 estipulan que la relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de cuatro, y que la dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm (NTCC-96, 1996). Los demás códigos no presentan una restricción explícita en este sentido.

Refuerzo máximo

En el cuadro 2 se muestra la relación máxima entre el área de acero de refuerzo y el área total de la sección planteada por cada reglamento. Las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001 sugieren la relación menor de las máximas de todos los reglamentos 0.06, en los otros códigos el valor de 0.08 coincide.

Refuerzo mínimo

En el cuadro 2 se muestra la relación mínima entre el área de acero de refuerzo y el área total de la sección planteada por cada reglamento. Las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001 sugieren la relación menor de todos los reglamentos, ya que si se sustituye el valor de $f_y=4200$ kg/cm² en la expresión la relación resulta ser 0.005, pero resulta interesante que se haga variar respecto al esfuerzo de fluencia del acero y no que se establezca un valor fijo como en los otros reglamentos.

En todos los reglamentos se sugiere que el número mínimo de varillas sea seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares. El ACI establece que para otras formas, debe proporcionarse una varilla en cada vértice o esquina y aplicarse refuerzo lateral apropiado.

Requisitos para refuerzo transversal

Todas las columnas deben cumplir con los requisitos mínimos siguientes planteados por los reglamentos,

pero además el refuerzo transversal no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión. La separación máxima de estribos de refuerzo para elementos sujetos a compresión se compara en el cuadro 2; la intención de reducir la separación de estribos es de proveer de cierta ductilidad a las columnas. Como se observa, el reglamento neozelandés es el que propone los valores más severos.

En el NZS se establecen diferentes factores de reducción de resistencia (ϕ) para miembros que soportan carga axial con o sin flexión, si dichos miembros cumplen con los requerimientos de refuerzo transversal más estrictos se especifica un valor de $\phi=0.9$, de no ser así, se establece $\phi=0.7$, permitiendo requerimientos de refuerzo transversal menos rigurosos. Se propone el valor del área de estribos, el cual no debe ser menor de

$$A_{sh} = 0.35s_h \left[\left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \right]$$

para $\phi=0.9$; en el caso de $\phi=0.7$ el valor de A_{sh} puede ser menor al presentado en la ecuación anterior.

Las columnas con una gran cantidad de refuerzo transversal confinante muestran una ductilidad significativa ante grandes deformaciones axiales, después de la carga última, cuando se ha perdido el recubrimiento. Esta ductilidad está asociada al incremento de esfuerzo y de ductilidad en el núcleo de concreto, y a la restricción en contra del pandeo del refuerzo longitudinal, provisto por el refuerzo transversal confinante (NZS-82, 1982).

El ACI, UBC, NZS y CAN establecen que todas las varillas deben estar confinadas por medio de estribos laterales del #3, por lo menos, para varillas longitudinales del #10 o menores; del #4, como mínimo, para varillas longitudinales del #11, 14 y 18 y paquetes longitudinales de varillas.

En todos los reglamentos se estipula que los estribos se deben disponer de tal forma, que cada varilla de esquina y varilla alternada longitudinal tenga apoyo lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un ángulo no mayor a 135° , y ninguna varilla debe estar separada más de 15 cm libres en cada lado a lo largo del estribo, desde la varilla lateralmente soportada (ACI-95, 1997).

De la misma forma, se define que en la parte de la columna situada por encima del nivel superior de las losas de entrepiso o zapatas, los estribos se deben disponer verticalmente a no más de la mitad del espaciamiento entre estribos en el resto de la columna; y en la parte inferior de la columna situada por debajo del refuerzo horizontal más bajo de la losa o ábaco que soporta, se deben espaciar los estribos a no más de la mitad del espaciamiento entre estribos (ACI-95, 1997). La intención de reducir la separación de los estribos cerca de los nudos es aumentar la ductilidad de la columna en esas zonas, que son críticas bajo cargas sísmicas.

El AIJ establece que, para estribos del #3, la separación en la zona cercana a nudos no debe exceder de 10 cm y que el espaciamiento puede aumentarse a 15 cm en el resto de la columna. Si se utiliza un diámetro mayor de estribos se puede aumentar apropiadamente la separación a 20 cm.

Las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001 limitan la distancia en la que se disminuirá a la mitad la separación de estribos y se indica que dicha longitud no sea menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y debajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección (NTCC-96, 1996).

Fuerza cortante

La mayoría de los reglamentos proponen que la resistencia nominal al cortante, V_n , se calcule mediante la expresión:

$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

donde V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo para cortante. A continuación se presenta una comparación entre las expresiones propuestas por cada reglamento para tales resistencias.

Factor de reducción de resistencia

Los valores de los factores de reducción de resistencia para cortante coinciden para el ACI, UBC y NZS con un valor de 0.85, las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001 consideran un valor de 0.8.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

El ACI propone dos opciones para evaluar la fuerza cortante que toma el concreto. Las ecuaciones (a) y (b) de la tabla 3, para vigas y columnas respectivamente, corresponden al método más sencillo; para elementos sujetos a tensión axial significativa, el refuerzo por cortante se debe diseñar para que resista el cortante total, a menos que se haga un análisis más detallado utilizando la ecuación (f).

La ecuación (c) del cuadro 3 es la expresión básica para la resistencia al cortante de elementos sin refuerzo por cortante. Se debe tener en cuenta que las tres variables de la ecuación (c), $\sqrt{f'_c}$ (como medida de la resistencia a tensión del concreto), ρ_w y $V_u d / M_u$ afectan la resistencia al cortante, aunque algunos datos de investigación indican que la ecuación (c) sobrestima la influencia de f'_c y subestima la influencia de ρ_w y $V_u d / M_u$ (ACI-95, 1997). La información adicional indica que la resistencia al cortante disminuye a medida que aumenta el peralte total del elemento. El valor mínimo de M_u igual a $V_u d$ en la ecuación (c)

Cuadro 3. Comparación de las especificaciones para la resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

Vigas		Columnas	
ACI	UBC	CAN	
$V_c = 0.55\sqrt{f'_c} b_w d$	(a)	$V_c = 0.55 \left[\frac{N_u}{2000 A_g} + 1 \right] \sqrt{f'_c} b_w d$	(b)
$V_c = \left[0.50\sqrt{f'_c} + 175 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right] b_w d < 0.93\sqrt{f'_c} b_w d$	(c)	$V_c = \left[0.50\sqrt{f'_c} + 175 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right] b_w d$	(d)
$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0$		$M_u = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right)$	(e)
		$V_c < 0.93\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 A_g}}$	(f)
		$V_c = 0.55 \left[\frac{N_u}{35 A_g} + 1 \right] \sqrt{f'_c} b_w d$	(g)
		$V_c < 0; N_u$ es negativa a la tensión.	
NTCC-96			
$L/h \geq 5$		$P_u < 0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$	
$\rho \geq 0.01$ $V_{cr} = bd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f'_c}$	(g)	$\rho < 0.01$ $V_{cr} = bd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f'_c} \left[1 + 0.007 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$	(h)
$\rho \geq 0.01$ $V_{cr} = 0.5bd\sqrt{f'_c}$	(i)	$\rho \geq 0.01$ $V_{cr} = 0.5bd\sqrt{f'_c} \left[1 + 0.007 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$	(j)
$L/h < 4$		$P_u > 0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$	
$V_{cr} = 0.5bd\sqrt{f'_c} \left[3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right]$	(k)	Varia linealmente V_{cr} en función de P_u hasta $V_{cr}=0$ para $P_u = f'_c A_g + 2000 A_s$	(l)
$\left[3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right] > 1.0$ $V_{cr} < 1.5bd\sqrt{f'_c}$	(m)	Flexotensión	
		$\rho < 0.01$ $V_{cr} = bd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f'_c} \left[1 - 0.03 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$	(n)
		$\rho \geq 0.01$ $V_{cr} = 0.5bd\sqrt{f'_c} \left[1 - 0.03 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right]$	(o)
NZS			
$\rho_w = 0.07 + 10 \rho_s \leq 0.19 \sqrt{f'_c}$	(p)	Cortante, Flexión y Compresión axial V_{cr} se sustituye por $\left(1 + \frac{3P_u}{A_g f'_c} \right) V_{cr}$ (q); P_u es negativo.	
Cortante y Flexión $V_{cr} = 0.64 \sqrt{f'_c}$	(r)	$\left(1 - \frac{12P_u}{A_g f'_c} \right) V_{cr}$ (q); P_u es negativo.	

sirve 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 ecuación (c) es igual a $0.03\sqrt{f'_c}$ y utilizar $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$ conforme a la ecuación (a) (ACI-95, 1997).

Las ecuaciones (d) y (e) del cuadro 3, para elementos sujetos a compresión axial, además de cortante y flexión, se han derivado del informe del Comité ACI-ASCE 326. A medida que N_u aumenta, el valor de V_c calculado por medio de las ecuaciones (c) y (d) excederá el límite superior obtenido por la ecuación (e) antes de que llegue a ser negativo el valor de M_u dado por la ecuación (d). El valor de V_c obtenido con la ecuación (c) no tiene ninguna interpretación física si se sustituye un valor negativo de M_u . Para esta condición deben utilizarse las ecuaciones (e) o (b) para calcular V_c . Debido a la complejidad en la utilización de las ecuaciones (c) y (d), se permite una disposición alternativa de diseño: la ecuación (b) del mismo cuadro (ACI-95, 1997).

La ecuación (f) del cuadro 3 puede utilizarse para calcular V_c en elementos sujetos a tensión axial significativa. El refuerzo por cortante puede entonces diseñarse para $V_n - V_c$. Los bajos niveles de tensión axial ocurren a menudo debido a cambios de volumen, pero no son importantes en estructuras con adecuadas juntas de expansión y con refuerzo mínimo. Puede ser deseable diseñar el refuerzo por cortante para resistir el cortante total, si hay incertidumbre acerca de la magnitud de la tensión axial (ACI-95, 1997).

Algunas diferencias se observan en el reglamento canadiense respecto al ACI en el cálculo de la fuerza cortante en columnas, utilizando expresiones muy parecidas a las del reglamento neozelandés (Habibullah, 1992). Para compresión axial:

$$V_c = 0.64\phi_c \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{3P_u}{A_g f'_c} \right) b_w d \quad (2)$$

para tensión axial P_u es negativa y:

$$V_c = 0.64\phi_c \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{3P_u}{1.92\phi_c \sqrt{f'_c} A_g} \right) b_w d \quad (3)$$

Las expresiones que se presentan en el cuadro 3 correspondientes a las NTCC-96 son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y, además, la relación h/b no excede de seis ($h/b \leq 6$). Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla, se reducirá V_{cr} dado por dichas expresiones en 30% (NTCC-96, 1996). Las reducciones en V_{cr} tienen como antecedentes los ensayos sobre el efecto del tamaño de la sección. Los resultados de dichos ensayos indican que V_{cr} disminuye al aumentar el tamaño y la relación peralte-ancho ("Comentarios", 1991). La propuesta de NTCC-2001 introduce una corrección para cuando el peralte del elemento excede de 70 cm. Para este caso, el valor de V_{cr} se reduce linealmente a partir de un peralte de $h=70$ cm de la siguiente manera:

$$V_{cr} = V_{cr} (1 - 0.004[h - 70]) \quad (4)$$

En ningún caso el valor de V_{cr} será inferior a 0.8 V_{cr} . Esta modificación se debe a que se consideraba insatisfactoria una reducción abrupta de la resistencia para peraltes mayores a 70 cm, sobre todo si el peralte excedente era muy reducido en proporción (es decir, algunos centímetros de más).

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que cinco ($L/h \geq 5$), la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cr} , se calculará con las ecuaciones (g) y (h) del cuadro 3 según las NTCC-96. En la propuesta de NTCC-2001, el límite de ρ cambia en las ecuaciones (g) y (h) de $\rho=0.01$ a $\rho=0.015$. Entonces, la ecuación (g) se adapta y ahora es:

$$V_{cr} = bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f'_c} \quad (5)$$

Si L/h es menor que 4 ($L/h < 4$) y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cr} se obtendrá mediante la ecuación (i) del cuadro, tanto para las NTCC-96 como para la propuesta de NTCC-2001. Si las cargas y reacciones no comprimen las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ecuación (h). Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cr} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecuaciones (g) y (h) (NTCC-96, 1996). Estas últimas disposiciones se mantienen en lo general en las NTCC-2001.

Se ha demostrado en diversos estudios la necesidad de hacer depender la fuerza cortante que toma el concreto de la cuantía de acero longitudinal de tensión en forma más directa; criterio adoptado también por reglamentos europeos. Lo que en una viga con refuerzo transversal se llama "contribución del concreto", V_{cr} , consta en realidad del componente vertical de la fuerza que actúa en el concreto arriba de la grieta, de la fricción que se genera en ésta entre las superficies de concreto en contacto, y de la fuerza cortante que toma el propio refuerzo longitudinal. Si disminuye la cuantía de refuerzo longitudinal, disminuye la fuerza cortante que toma dicho refuerzo y, por otra parte, la grieta diagonal se hace más larga y ancha, con lo que se reduce la capacidad de la zona de compresión y disminuye la fricción a lo largo de la grieta. El factor ($3.5-2.5M/Vd$) toma en cuenta que las condiciones de equilibrio de una viga después del agrietamiento diagonal mejoran conforme disminuye la relación claro de cortante a peralte ("Comentarios", 1991).

Las expresiones de las NTCC-96 correspondientes a miembros sujetos a flexión y carga axial se muestran en el cuadro 3. De acuerdo con los comentarios de las NTCC-96 ("Comentarios", 1991) dichas expresiones están basadas en el Reglamento ACI 318-83 y sus comentarios ACI 318R-83, y toman en cuenta que la resistencia a tensión diagonal aumenta o disminuye según si el miembro está sujeto a compresiones o tensiones axiales.

A pesar de que los Comentarios de las NTCC-96 mencionan que sus formulaciones correspondientes a miembros sujetos a cortante, flexión y carga axial están basadas en el Reglamento ACI 318-83 y sus comentarios ACI 318R-83, resultaría evidente después de observar las expresiones de los reglamentos, reproducidas en el cuadro 3, que las formulaciones de las NTCC-96 referentes a cortante provendrían más bien de las propuestas por el reglamento neozelandés (NZS), no solamente las que corresponden a flexión y compresión axial, sino aquellas relacionadas con flexión y flexotensión. Sin embargo, la semejanza que se observa se debe más bien a que el reglamento NZS se basa en este criterio en las recomendaciones del Comité ACI-ASCE 426 de 1973 ("Revisor", 2001).

En el cuadro 3 también se presentan las expresiones propuestas por el NZS para cortante, se establece

la expresión básica de esfuerzo cortante que toma el concreto (ecuación n) y con ella se forman diferentes ecuaciones dependiendo de las condiciones de carga del elemento. En la ecuación (n) primero se determina el refuerzo longitudinal de flexión y posteriormente se verifica la capacidad a cortante tomando en cuenta los cortes que se hacen en el refuerzo a flexión. Sólo se deben tomar en cuenta las barras que tienen una longitud de desarrollo completa en el cálculo de ρ_w . Por facilidad, v_b se hizo independiente del valor M/Vd que se utiliza en el ACI. El valor del esfuerzo cortante v_c se incrementa cuando existe compresión axial, de la misma forma disminuye en la presencia de tensión axial, por eso el segundo término de la ecuación (q) siempre es negativo (NZS-82, 1982).

En la figura 5 se hace una comparación gráfica de la variación de

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d} \text{ respecto a } \frac{V_u d}{M_u}$$

contemplando, además, otros términos involucrados en las formulaciones de cortante para vigas mostradas en el cuadro 3.

El cortante que toma el concreto es afectado primordialmente por el esfuerzo en el concreto representado en las expresiones como $\sqrt{f'_c}$ por la relación de acero longitudinal ρ_w ; y para claros de cortante (L/h) cortos por la relación de claro de cortante contra peralte $\frac{M}{Vd}$ (NZS-82, 1982).

En la gráfica de la figura 5 correspondiente a los reglamentos ACI, UBC y CAN se observa que la variación de

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d} \text{ respecto a } \frac{V_u d}{M_u}$$

depende, en la ecuación (c) del ACI, de f'_c y ρ_w , y que como se mencionó anteriormente, se permite un valor máximo de uno para la relación $\frac{V_u d}{M_u}$,

a fin de limitar V_c cerca de los puntos de inflexión (en estos puntos M_u es igual a cero o es muy pequeño); los valores propuestos de f'_c en dicha gráfica de

$$200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ y } 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

corresponden a lo que se utiliza comúnmente en la práctica. En la gráfica relacionada con el NZS y las NTCC-96, la variación de

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d} \text{ respecto a } \frac{V_u d}{M_u} \text{ no depende de } f'_c.$$

Sin embargo, la ecuación (c) del ACI (cuadro 3) no limita la relación

$$\frac{V_u d}{M_u}$$

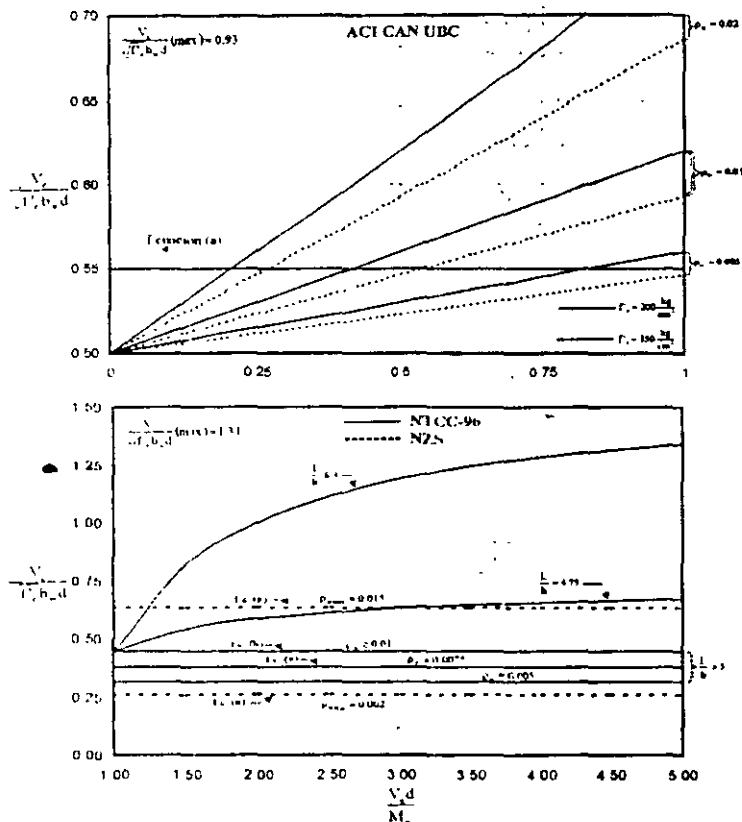


Figura 5. Comparación de la variación de $\frac{V_c}{f'_c \cdot b_w \cdot d}$ con f'_c , ρ_w , la relación $\frac{V_d}{M_u}$ y la relación L/h , para vigas en los reglamentos estudiados

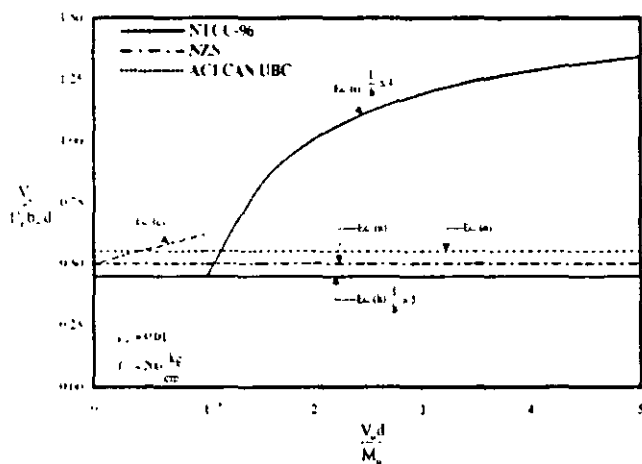


Figura 6. Comparación de la variación de $\frac{V_c}{f'_c \cdot b_w \cdot d}$ con $\frac{V_d}{M_u}$ manteniendo fijos los valores de f'_c y ρ_w para vigas en los reglamentos estudiados

por el claro de cortante (L/h) como lo hacen las NTCC-96, que utilizan esta relación únicamente en claros pequeños, ya que no sólo es poco significativa para vigas con claros largos, sino que, además, una vez que se desarrolla el agrietamiento inclinado, se presenta cierta acción de arco en la viga y, como consecuencia de esta acción, la distribución de esfuerzos de flexión no corresponde ya al diagrama de momentos flexionantes, por lo que el significado del término $\frac{V_d}{M_u}$ pierde sentido (MacGregor y Gergely, 1977).

En las ecuaciones de las NTCC-96 se toman en cuenta todas las relaciones y términos que afectan al cortante que toma el concreto. Como se observa en la figura 5, a diferencia del ACI, la relación $\frac{V_d}{M_u}$ debe ser mayor que uno, el factor

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}\right)$$

toma en cuenta que las condiciones de equilibrio de una viga después del agrietamiento diagonal mejoran conforme disminuye la relación claro de cortante a peralte ("Comentarios", 1991). En el caso del NZS, se menciona que, por simplicidad, el esfuerzo cortante se hizo independiente del parámetro M/Vd que se usa en el ACI y las NTCC-96, por lo que en la figura 5 se observan constantes las curvas relacionadas con el NZS.

La figura 6 es resultado de las gráficas mostradas en la figura 5, igualmente se hace una comparación de la variación de

$$\frac{V_c}{f'_c \cdot b_w \cdot d} \text{ respecto a } \frac{V_d}{M_u},$$

peró manteniendo fijos los valores de

$$f'_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ y } \rho_w = 0.01,$$

e involucrando a todos los reglamentos en una misma gráfica, a fin de evidenciar más sus diferencias y similitudes. En esta figura se hace aún más evidente que las expresiones de las NTCC-96 para

$$\frac{L}{h} > 5$$

están más relacionadas con el código neozelandés que con las del ACI, o en otras palabras, en el Comité ACI 426 de 1973.

La gráfica presentada en la figura 7 para el ACI y UBC muestra los límites aproximados de los valores de V_c para secciones sujetas a compresión axial, obtenidos a partir de las ecuaciones (c) y (d) del cuadro 3. Los valores corresponden a una viga de 15×30 cm con un peralte efectivo de 27.4 cm. También se indican las curvas correspondientes a las expresiones alternas para V_c dadas por las ecuaciones (b) y (e) del mismo cuadro, así como las correspondientes a la ecuación (f) para miembros sometidos a tensión axial (Ghosh et al., 1996).

De la misma manera, la gráfica para las NTCC-96, NZS y CAN mostrada en la figura 7 presenta los límites de los valores de V_c obtenidos a partir de las ecuaciones (q) y (p) del cuadro 3 para los códigos canadiense y neozelandés, y los límites obtenidos para las NTCC-96 mediante las ecuaciones (m) y (k), para porcentajes

de acero de refuerzo mayores o iguales a uno por ciento ($\rho \geq 0.01$), así como los límites calculados con las ecuaciones (l) y (j) para porcentajes de acero de refuerzo menores.

Se observa en estas dos gráficas que, en el caso de flexotensión, el ACI presenta valores superiores a

Cuadro 4. Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo.

ACI UBC CAN NZS NTCC-96		AIJ
$s <$	Refuerzo Perpendicular: $\frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$ Si $V_u > 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$ $\frac{s}{2}$	<u>Vigas</u> La fuerza cortante permisible en vigas se calcula como sigue: $Q_A = b_j \alpha f_c + 0.5 f_y (\rho_w - 0.002)$
Refuerzo Mínimo	Cuando $V_u > \frac{1}{2} V_c$ $A_w = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$	donde: $\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{y} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$
Refuerzo Máximo	$V_u < 2.1\sqrt{f'_c} b_w d$ Cuando $V_u > \frac{1}{2} V_c$ Refuerzo perpendicular: $V_u = \frac{A_w f_y d}{s}$	<u>Columnas</u> La fuerza cortante permisible en columnas para cargas permanentes Q_{A1} y para cargas súbitas Q_{A2} se calcula como sigue: $Q_{A1} = b_j \alpha f_c$ $Q_{A2} = b_j [f_c + 0.5 f_y (\rho_w - 0.002)]$
Diseño del acero de refuerzo por cortante	Refuerzo inclinado: $V_u = \frac{A_w f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s}$ Varillas misma distancia del apoyo $V_u = A_w f_y \sin \alpha < 0.8\sqrt{f'_c} b_w d$ Varillas distancia diferente del apoyo: $V_u = \frac{A_w f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s}$	donde: $\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{y} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$

Notas V_u , resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo; V_c , resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto; V_u , fuerza de cortante factorizada; f'_c , resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo; f_y , resistencia especificada a compresión del concreto; d , peralte del elemento; s , espaciamiento del acero de refuerzo por cortante; A_w , área de acero de refuerzo por cortante dentro de una distancia s ; b_w , ancho del alma de la viga; α , ángulo comprendido entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento. Unidades de esfuerzo en kg/cm^2 , de área en cm^2 , de fuerza en kg y dimensiones en cm .

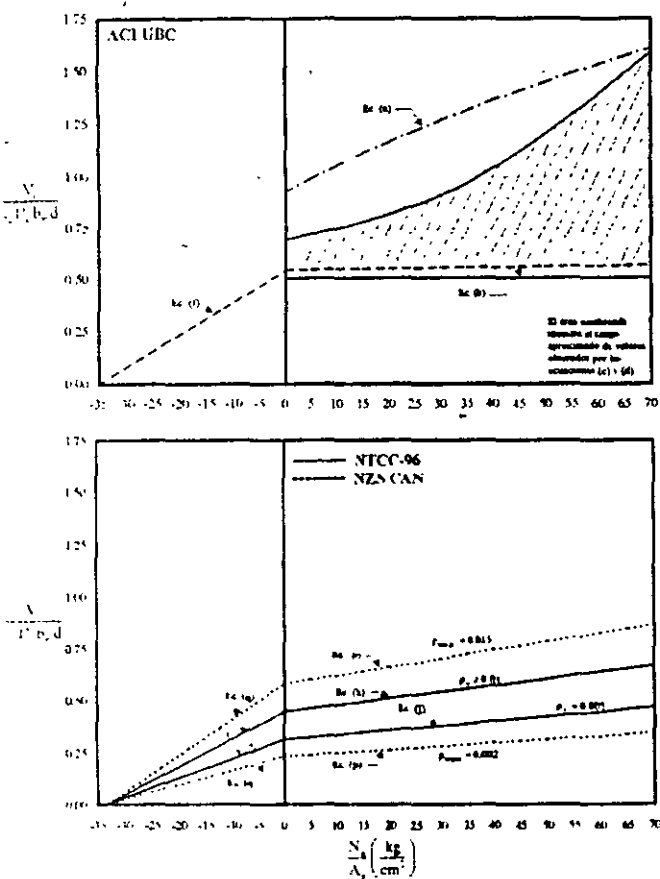


Figura 7. Comparación de las ecuaciones de diseño por cortante y carga axial.

los de los códigos que toman en cuenta la variación respecto al porcentaje de acero de refuerzo, y dichos valores resultan ser poco conservadores respecto a los otros códigos para porcentajes de acero de refuerzo menores al 1.5%.

En el caso de flexocompresión, los límites establecidos por el ACI resultan ser también mayores, aun cuando las formulaciones para esta condición de

carga si toman en cuenta el porcentaje de acero de refuerzo. El hecho de considerar la relación claro de cortante contra peralte incrementa los valores calculados, aunque, como se ha venido mencionando, dicha relación es poco significativa en claros largos.

Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

Las especificaciones y las expresiones correspondientes al acero de refuerzo por cortante (cuadro 4) son básicamente las mismas en todos los reglamentos, difiriendo entre ellos los factores de reducción por resistencia y, en el caso de las NTCC-96, la utilización de f'_c (Luna, 1999). En las NTCC-2001 existe una ligera modificación en cuanto al cálculo del refuerzo mínimo con respecto a las NTCC-96. En las NTCC-2001 el refuerzo mínimo estará dado por la siguiente expresión:

$$A_v = 0.25 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (6)$$

El cambio se debe a que de esta manera el refuerzo mínimo dependerá de la resistencia nominal del concreto a compresión, tomando en cuenta que la expresión anterior se formuló para concretos "normales" con resistencias nominales f'_c entre 200 kg/cm² y 250 kg/cm² y, de hecho, el valor fijo de 3.5 de la propuesta de las NTCC-96 corresponde a una $f'_c = 250$ kg/cm². La nueva ecuación pretende garantizar buenos diseños para concretos de mayor resistencia, que están siendo actualmente utilizados en México, donde resistencias nominales f'_c entre 300 kg/cm² y 450 kg/cm² ya son comunes en el diseño de estructuras de concreto en el Distrito Federal.

Especificaciones del AIJ para cortante

El AIJ no considera independientes las componentes de fuerza cortante que toma el concreto y la que toma el acero, sino que las agrupa y propone expresiones que incluyen ambas contribuciones, dichas expresiones se reproducen en la tabla 4 y se explican a detalle en AIJ-90, 1994 y Luna, 1999 ▲

Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado

Segunda parte: Especificaciones para marcos dúctiles



JOSE LUIS LUNA-ARROYO:
Ingeniero civil y maestro en Estructuras por la Universidad Nacional Autónoma de México. Se ha desempeñado como profesor en la Universidad Autónoma Metropolitana. Ha coordinado y dirigido áreas de estudio, investigación y planeación en Petróleos Mexicanos.

▼ El procedimiento de diseño en marcos resistentes a sismos consiste en detallar las vigas y las bases de las columnas, de tal manera que durante un sismo severo pueda desarrollarse un mecanismo dúctil disipador de energía en esos puntos, mediante la formación de articulaciones plásticas mientras se proporciona una reserva de resistencia suficiente, y mientras sea pequeña la probabilidad de que fluyan las columnas u ocurra una falla de cortante o adherencia (Park y Paulay, 1992).

Los reglamentos de diseño no son específicos respecto al nivel del factor de ductilidad de curvatura de que debe disponerse en las secciones críticas, pero recomiendan los procedimientos de detallado que tienden a lograr una ductilidad adecuada. La ductilidad disponible de las secciones de concreto reforzado depende primordialmente del contenido de acero longitudinal de tensión y compresión, del contenido de acero transversal para el confinamiento del concreto y la restricción contra el pandeo de las varillas, de las resistencias del concreto y del acero, y de la magnitud de la carga axial (Park y Paulay, 1992).

Requisitos generales Propiedades de los materiales

En los reglamentos estudiados se especifica una resistencia del concreto mínima a la compresión (f'_c) de 200 kg/cm², excepto el AIJ, que establece como mínimo 210 kg/cm². La propuesta de NTCC-2001 establece ahora una resistencia mínima $f'_c=250$ kg/cm². El ACI, el CAN y el UBC especifican un límite máximo de 280 kg/cm² para f'_c únicamente para concreto de agregado ligero. El reglamento NZS propone un valor máximo de 560 kg/cm² y el AIJ de 360 kg/cm². Las NTCC-96 no establecen un valor máximo de f'_c ; sin embargo, la propuesta de NTCC-2001 establece un límite de 550 kg/cm² para el diseño de estructuras con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$.

Se establece en los reglamentos que las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda el esfuerzo de fluencia en más de 1300 kg/cm², y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia. El NZS estipula

que el esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo utilizado en zonas donde potencialmente se presentará una articulación plástica no deberá exceder los 4200 kg/cm².

Factores de reducción de resistencia

Se mantienen básicamente los mismos valores que se plantearon en la sección de especificaciones generales para marcos, salvo algunos casos en los que dicho factor se modifica y que se explicarán más adelante en sus secciones específicas.

Miembros a flexión

Se considera un elemento trabajando a flexión aquel que soporta cargas axiales menores de $\frac{A_s f'_c}{10}$.

Se incluyen trabes y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas.

Requisitos geométricos

En el cuadro 5 se muestran los requisitos geométricos de cada reglamento para elementos sujetos a flexión.

El ACI establece además que el ancho no debe ser mayor que el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión), más las distancias a cada lado del elemento de apoyo (ACI-95, 1997).

Las NTCC-96 estipulan que el ancho de la viga no excederá el ancho de las columnas a las que llega, y que el eje de la viga no deberá separarse horizontalmente al eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga. Además, establece que en sistemas de viga y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30 (NTCC-96, 1996). Las NTCC-2001 mantienen los mismos criterios que las NTCC-96 a este respecto.

El criterio que relaciona el claro, el peralte y el ancho de elementos rectangulares sujetos a flexión en el código neozelandés (NZS) proviene de las limitaciones geométricas establecidas en el código británico (British Code of Practice CP 110). Dichas li-



ARTURO JENA COLUNGA:
Ingeniero civil por la UNAM y maestro y doctor en Estructuras e Ingeniería Sísmica por la Universidad de Illinois. Profesor-Investigador del Departamento de Materiales UAM-A. Presidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

mitaciones están relacionadas con la degradación de rigidez que ocurre en un elemento a flexión durante ciclos reversibles de carga en el intervalo de fluencia y con la consideración que establece que una viga continua sujeta a momentos en sus extremos originados por carga lateral es equivalente a tener una viga en voladizo con un largo igual a dos tercios del largo de la viga continua y teniendo un factor de largo efectivo de 0.75 (NZS-82, 1982).

Los requisitos estipulados en el AIJ no están necesariamente basados en pruebas experimentales o desarrollos matemáticos, sino que algunos de ellos provienen de la experiencia práctica en ingeniería y de requisitos propuestos en códigos internacionales, considerando salvaguardar la ductilidad en las estructuras y la facilidad de construcción de las mismas. Se propone un ancho mínimo en las trabes de 25 cm, con el objeto de prevenir el pandeo en el refuerzo a compresión y la falla por adherencia en el refuerzo a tensión, además de considerar también la facilidad en el colado (AIJ-90, 1994).

Algunos códigos internacionales proponen un ancho máximo en las vigas para asegurar que el anclaje del refuerzo a flexión de la viga se localice dentro de la columna. Sin embargo, el ancho de la columna es usualmente más grande que el de la trabe en la práctica japonesa, y el refuerzo longitudinal de la viga se ubica dentro de la esquina del refuerzo longitudinal de la columna en la conexión trabe-columna, de ahí que no sea necesario proponer un límite superior en el ancho de las trabes (AIJ-90, 1994).

La limitación que relaciona el ancho y el peralte de la viga $\left(b > \frac{d}{4}\right)$

tiene que ver con la ductilidad. Una relación peralte-ancho muy grande implicaría problemas como pandeo del miembro. La deformación por cortante afecta el principio que establece que las secciones permanecen planas antes y después de la deformación cuando el claro de la trabe es corto en relación con su peralte. La relación del claro de cortante se toma en cuenta en los requisitos de cortante, por lo que no hay ningún límite relacionado con el claro de cortante en las especificaciones de flexión (AIJ-90, 1994).

Refuerzo longitudinal

En el cuadro 5 se comparan los límites máximo y mínimo de acero longitudinal que se establecen en los diferentes reglamentos.

En el cuadro 2, publicado en el número anterior de la revista, que compara las especificaciones generales para marcos, se observa que el porcentaje de refuerzo de tensión en un elemento sometido a flexión se limita a una fracción de la cantidad que produciría condiciones "balanceadas". En secciones sometidas sólo a flexión y cargadas monótonamente hasta la fluencia, este enfoque es factible porque la probabilidad de falla a la compresión puede estimarse confiablemente con el modelo de comportamiento adoptado para determinar el porcentaje de refuerzo correspondiente a una falla balanceada. El mismo modelo de comportamiento (debido a suposiciones incorrectas tales como la distribución lineal de deformaciones, el punto de fluencia bien definido para el acero, la deformación limitante de compresión en el concreto de 0.003, así como los esfuerzos de compresión en el concreto del recubrimiento) no puede describir las condiciones de un elemento en flexión sometido a inversiones de los desplazamientos muy dentro del intervalo inelástico. Por lo tanto, existen pocos razonamientos para continuar refiriéndose a

Cuadro 5. Comparación de las especificaciones de flexión para marcos dúctiles.

	ACI UBC CAN	NZS	NTCC-96	AIJ
Requisitos geométricos	$L > 4h$ $\frac{b}{d} > 0.3$ $b > 25\text{cm}$ $b \leq \frac{3}{4}d$	$\frac{L}{b_w} \leq 25$ $\frac{L}{b_w} \leq 100$	$L > 4h$ $\frac{b}{d} > 0.3$ $b > 25\text{cm}$	$b > 25\text{cm}$ $b > \frac{d}{4}$ en art. plástica.
A_{min}	$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ $A_{min} > 14 \frac{b_w d}{f_y}$	$\frac{14.28b_w d}{f_y}$	$\frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b d$	
ρ_{max}	≤ 0.025	$\frac{1 + 0.17\left(\frac{f_y}{71.35} - 3\right)}{100} \left(1 + \frac{\rho'}{\rho}\right)$ $\frac{71.36}{f_y}$	$\leq 0.75\rho_b$	≤ 0.025
M_{u1}	$\geq \frac{M_{u2}}{2}$	$\geq \frac{M_{u2}}{2}$ en toda la viga.	$\geq \frac{M_{u2}}{2}$	$\geq \frac{M_{u2}}{2}$ en toda la viga.
M_{u1}^2	$\geq \frac{M_{u2}^2}{4}$	$\geq \frac{M_{u2}^2}{4}$	$\geq \frac{M_{u2}^2}{4}$	
ρ	$\frac{d}{4}$ 8 ϕ 24 ϕ 30cm	a) $\frac{d}{4}$ 6 ϕ 15cm b) $\frac{d}{3}$ 12 ϕ 20cm	$\frac{d}{4}$ 8 ϕ 24 ϕ 30cm	A.P. (#3) 15cm 20cm 8 ϕ 30cm No A.P. 20cm 30cm 10 ϕ 2

NOTAS: L y l_n representan el claro libre, b y b_w el ancho del elemento, h el peralte total y d el peralte efectivo. ρ representa el porcentaje de refuerzo a tensión y ρ' el porcentaje de refuerzo a compresión. M_{u1} es el momento resistente positivo en el extremo de la viga, M_{u2} es el momento resistente negativo en el extremo de la viga, M_{u1} es el momento resistente positivo o negativo en el centro del claro. En la sección de separación de refuerzo transversal, ϕ_1 es el diámetro de la barra longitudinal más delgada, ϕ_2 el diámetro de las barras longitudinales a compresión y ϕ_3 el diámetro del estribo. Unidades de esfuerzo en kg/cm^2 , de área en cm^2 y dimensiones y diámetros en cm.

"condiciones balanceadas" (como lo hacen las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001) en el diseño de estructuras de concreto reforzado resistentes a sismos (ACI-95, 1997).

El recomendar limitar el porcentaje de acero a 2.5% (cuadro 5) se basa principalmente en condiciones de congestión de acero e, indirectamente, en esfuerzos limitantes de cortante en las trabes de proporciones comunes (ACI-95, 1997). Para prevenir el desprendimiento del recubrimiento del concreto o que el acero de compresión fluya, el refuerzo a tensión en una viga no debe ser mayor de 2.5% (AIJ-90, 1994).

Todos los códigos estudiados establecen que al menos dos varillas deben disponerse en forma continua tanto arriba como abajo; sin embargo, el ACI no sugiere un diámetro mínimo explícito en esta sección, las NTCC-96 y las NTCC-2001 sugieren que sean del #4, el NZS del #5 y el AIJ del #6. Además, el AIJ sugiere que en el refuerzo a tensión no se utilicen más de dos lechos.

El ACI, las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001 establecen que la resistencia a momento positivo en la cara de la junta no debe ser menor de la mitad a momento negativo proporcionada por esa cara de la junta $\left(M_{neg} \geq \frac{M_{pos}}{2} \right)$.

El NZS y el AIJ sugieren que no únicamente ocurra esto en las caras de las juntas, sino a lo largo de toda la viga.

Todos los reglamentos, excepto el AIJ, establecen que ni la resistencia a momento negativo ni a momento positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquier junta $\left(M_{neg} \geq \frac{M_{pos}}{4} \right)$ (ACI-95, 1997).

En el cuadro 5 se compara lo establecido por cada reglamento en este sentido.

El ACI, las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001 estipulan que sólo se permiten traslapes de refuerzo de flexión cuando se proporciona refuerzo transversal de confinamiento en la longitud de traslape. El espaciamiento máximo de refuerzo transversal que envuelve a las varillas traslapadas no debe exceder de $d/4$ o 10 cm. No deben emplearse traslapes (ACI-95, 1997):

- Dentro de las juntas.
- En una distancia de dos veces el peralte del elemento desde la cara de la junta.
- En las ubicaciones donde el análisis indique fluencia de flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del marco.

Los traslapes del refuerzo están prohibidos en regiones en las que se espera fluencia por flexión, porque dichos traslapes no se consideran confiables

en condiciones de carga cíclica dentro del intervalo inelástico. El refuerzo transversal para los traslapes en cualquier ubicación es obligatorio por la posibilidad de pérdida del concreto del recubrimiento (ACI-95, 1997).

Las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001 permiten explícitamente la utilización de paquetes de dos barras, lo que no admiten los demás reglamentos.

Refuerzo transversal para confinamiento

Los requisitos relacionados con el refuerzo transversal están dirigidos principalmente a confinar el concreto y mantener el apoyo lateral para las varillas de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia; otros objetivos son resistir fuerzas cortantes y prevenir fallas por adherencia. Más adelante se tratarán los requisitos relacionados con la fuerza cortante.

El ACI, las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001 establecen que se deben disponer estribos en las siguientes zonas de los elementos de marco, refiriéndose implícitamente a las regiones potenciales de ocurrencia de articulación plástica. El AIJ y el NZS se refieren a éstas explícitamente (ACI-95, 1997):

a) En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hasta la mitad del claro, en ambos extremos del elemento en flexión.

b) En longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento en ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión en conexión con desplazamientos laterales inelásticos del marco.

El inciso a) se refiere obviamente a una condición de carga lateral, y el caso b) se refiere a elementos con resistencia variable a lo largo del claro, o a elementos para los que la carga permanente representa una gran proporción de la carga total de diseño, ya que pueden ocurrir concentraciones de rotación inelástica dentro del claro. Cuando se prevé una condición de este tipo, debe proveerse refuerzo transversal, también en regiones en las que se espera fluencia (ACI-95, 1997).

El primer estribo deberá colocarse a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo (ACI-95, 1997). El espaciamiento máximo de los estribos no debe exceder los valores mostrados en el cuadro 5 para cada código. El reglamento neozelandés propone separaciones diferentes dependiendo del caso a) o b) tratados anteriormente, y el reglamento japonés plantea diferencias dependiendo si se trata o no de una articulación plástica y si se utilizan estribos del #3 o mayores. El diámetro mínimo sugerido para los estribos es de 7.9 mm (#2.5) en las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001, 6.4 mm (#2) en el NZS y 6.4 mm (#2) en el AIJ; el ACI no especifica un valor mínimo en esta sección, sin embargo en los requisitos generales el diámetro mínimo es de 9.5 mm (#3).

Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes de que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos de acuerdo tanto con las NTCC-96 como por la propuesta de NTCC-2001.

Fuerzas de diseño

El ACI, las NTCC-96, las NTCC-2001 y el NZS proponen que la fuerza cortante de diseño se obtenga del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se deberá suponer que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a 1.25 f_y . A lo largo del miembro actuarán las cargas gravitacionales correspondientes multiplicadas por el factor de carga, según las NTCC-96 y las NTCC-2001. El NZS establece que los momentos que actúan en los extremos deberán calcularse considerando sobrerresistencia y no establece ningún método específico como lo hacen el ACI, las NTCC-96 y las NTCC-2001.

Las NTCC-96 proponen un método alternativo para dimensionar y consiste en utilizar la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis empleando un factor de resistencia, R_R , de 0.6 en lugar de 0.8 (NTCC-96, 1996), criterio que mantienen las NTCC-2001.

Con el procedimiento optativo se pretende obtener el mismo resultado que con el general, es decir, evitar que la viga falle por fuerza cortante antes de que se formen las articulaciones inelásticas en los extremos. El procedimiento optativo es más sencillo, aunque, como suele suceder en estos casos, puede conducir a un mayor consumo de acero en estribos ("Comentarios", 1991). El procedimiento optativo no sólo conduce a un mayor consumo de acero sino que también propicia, con la disminución del factor de resistencia R_R a 0.6, un posible aumento de las secciones requeridas, como se ha demostrado en estudios recientes donde se han comparado los diseños de marcos dúctiles conforme a las NTCC-96 utilizando tanto el método riguroso como el optativo (Tena et al., 1997 y Luna, 1999).

Refuerzo transversal

El refuerzo transversal en las zonas potenciales de formación de una articulación plástica se deberá dimensionar para resistir la fuerza cortante calculada de acuerdo con el punto anterior, despreciando la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante ($V_c=0$) cuando ocurran las siguientes condiciones de acuerdo con cada reglamento:

- En cualquier combinación de carga en la que intervengan las fuerzas sísmicas (NZS).
- Si $P_u \leq 0.10 f'_c A_g$ (CAN).

- La fuerza cortante inducida por sismo representa la mitad o más de la resistencia al cortante máxima requerida dentro de esas zonas (ACI, NTCC-96 y NTCC-2001).

$$V_{TOTAL} = V_{C,GRAV.} + V_{SISMO} \quad (7)$$

$$V_c = 0 \text{ si } V_{SISMO} > V_{C,GRAV.}$$

- La fuerza a la compresión axial factorizada incluyendo los efectos de sismo es menor que $A_g f'_c / 20$ (ACI).

Se ha demostrado en estudios experimentales de elementos de concreto reforzado sujetos a carga cíclica que se requiere más refuerzo por cortante para garantizar una falla por flexión si el elemento es sujeto a desplazamientos alternantes no lineales, que si el elemento es cargado solamente en una dirección. El incremento necesario de refuerzo por cortante es mayor en el caso de carga no axial. Esta observación se refleja en las especificaciones al eliminar el término que representa la contribución del concreto a la resistencia por cortante (ACI-95, 1997).

Se supone que la contribución del concreto al esfuerzo cortante es imperceptible en zonas de articulaciones plásticas de vigas, de ahí que el refuerzo transversal sea requerido para tomar toda la demanda de cortante. Las regiones diferentes a las articulaciones plásticas deberán ser diseñadas normalmente con las contribuciones del concreto y del acero. Si la contribución del concreto se va a considerar nula debido a una combinación en la que intervienen fuerzas sísmicas, deberá permanecer nula para cualquier otro tipo de combinación (NZS-82, 1982).

Las especificaciones del AIJ para cortante en vigas se mostrarán en la siguiente sección debido a que coinciden con las planteadas para columnas.

Miembros a flexocompresión

Todos los reglamentos consideran un elemento trabajando a flexocompresión a aquel que soporta cargas axiales mayores de $\frac{A_g f'_c}{10}$.

Requisitos geométricos

En el cuadro 6 se muestran los requisitos geométricos de cada reglamento para elementos sujetos a flexocompresión. Básicamente las disposiciones son las mismas; sin embargo, el NZS mantiene su filosofía respecto al dimensionamiento que muestra en trabes, mientras que las NTCC-96 y las NTCC-2001 incorporan un par de requisitos más que parecen basarse en el reglamento neozelandés. Las razones para pedir un mínimo en la dimensión transversal de una columna son las siguientes ("Comentarios", 1991):

- Hacerlas menos vulnerables a errores constructivos, a impactos accidentales y a excentricidades accidentales de otra índole.
- Facilitar la colocación del refuerzo y del concreto, así como lograr cumplir con los recubrimientos

necesarios sin disminuir demasiado la relación del área del núcleo al área transversal total.

La intención de que el área de la sección transversal sea al menos igual a $\frac{P_u}{0.5f_c}$ es garantizar una cierta

capacidad de giro en zonas de la columna donde llegaran a formarse articulaciones plásticas; la capacidad de giro inelástico en una columna aumenta al disminuir la relación $\frac{P_u}{A_g f_c}$ ("Comentarios", 1991).

Es conveniente hacer notar que esta disposición debería aparecer como una restricción de la carga axial de diseño más que como una limitación de tipo geométrico, ya que en la práctica es común la utilización de programas comerciales de análisis estructural como el ETABS, el RC Buildings y el STAAD-III, que contienen programas de diseño de estructuras de concreto basados en el reglamento del ACI, y dado que ésta

es una diferencia importante en el procedimiento de diseño respecto a las NTCC-96 y las NTCC-2001, esta disposición geométrica pasa prácticamente inadvertida en la práctica de diseño estructural en México. Si se realizara la modificación que se propone, resultaría más difícil que se pasara por alto una disposición que afecta directamente a un elemento mecánico, que la que afecta a una condición geométrica como se establece actualmente.

El ACI establece que las restricciones geométricas en elementos a flexocompresión se derivan de la práctica previa (ACI-95, 1997), es decir, a la tradición de uso. Sin embargo, los comentarios a las NTCC-96 las justifican técnicamente de la siguiente manera: se pide que la relación entre la dimensión transversal mayor de la columna y la menor no exceda de 2.5, para que el elemento siga siendo propiamente una columna y no pase a tener características de muro con el consiguiente problema del pandeo lateral. Para evitar que los efectos de esbeltez lleguen a ser causa de una disminución significativa de la ductilidad general de la estructura, se adiciona el requisito de que la relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no exceda de 15 ("Comentarios", 1991).

Se establece un límite superior en la carga axial de columnas, porque secciones cargadas fuertemente requieren una gran cantidad de refuerzo de confinamiento para lograr una ductilidad adecuada. Aun cuando se provea una gran cantidad de refuerzo por confinamiento en secciones cargadas fuertemente, se llega a un punto en que la ductilidad de curvatura disponible es dudosa (NZS-82, 1982). El límite de $0.7 \phi f_c A_g$ es razonable para miembros con relaciones de acero longitudinal moderadas. Para miembros con relaciones de acero longitudinal más grandes, el límite menos conservador de $0.7 \phi P_o$ puede ser usado. Puede demostrarse que $0.7 \phi P_o$ es mayor que $0.7 \phi f_c A_g$ cuando

$$\frac{A_{st}}{A_g} \text{ excede } \frac{0.15}{f_y - 0.85} \text{ (NZS-82, 1982).}$$

Además, las NTCC-96 y las NTCC-2001 sugieren que, al dimensionar por flexocompresión, la fuerza axial debida al sismo se tome igual a 1.7 veces la calculada, cuando esto conduzca a un momento resistente menor (NTCC-96, 1996). Esta recomendación no está validada por estudios específicos donde se valoren sus repercusiones, como se discutirá más adelante.

Resistencia mínima a flexión

El ACI, el UBC, el CAN, las NTCC-96 y las NTCC-2001 establecen un valor mínimo de la resistencia a flexión para columnas, con el propósito de reducir la posibilidad de fluencia en éstas; dicha resistencia debe satisfacer la ecuación 5:

Cuadro 6. Comparación de las especificaciones de flexocompresión para marcos dúctiles.

	ACI UBC CAN	NZS	NTCC-96	AU										
Resistencia geométrica	$b \geq 30 \text{ cm}$ $\frac{b}{h} \geq 0.4$	$\frac{b}{b'} \leq 2.5$ $\frac{l_n h}{b^2} \leq 100$ $A_g > \frac{P_u}{0.7 f_c \phi}$ a menos que $P_u < 0.7 \phi P_o$ $P_o = 0.85 f_c (A_g - A_{nc}) + f_y A_{nc}$	$b \geq 30 \text{ cm}$ $\frac{b}{h} \geq 0.4$ $A_g > \frac{P_u}{0.5 f_c}$ $\frac{L}{b} < 15$	$b \geq 40 \text{ cm}$ > 3.0 en art. plástica										
ρ	1.2, CAN 1.1	-	1.5	-										
f_{cm}	0.01	0.008	0.01	-										
f_{sm}	0.06	0.06	0.04	-										
$f_{sm} = ?$	$0.12 \frac{f_y}{f_{cm}}$	$0.12 \frac{f_y}{f_{cm}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_u}{\phi f_c A_g} \right)$	$0.12 \frac{f_y}{f_{cm}}$	-										
Refuerzo circular	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_y}{f_{cm}}$	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_y}{f_{cm}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_u}{\phi f_c} \right)$	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_y}{f_{cm}}$	-										
A_{smin}	$0.125 h \frac{f_y}{f_{cm}}$	$0.125 h \frac{f_y}{f_{cm}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_u}{\phi f_c A_g} \right)$	$0.125 h \frac{f_y}{f_{cm}}$	-										
Refuerzo rectangular	$0.35 h \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_y}{f_{cm}}$	$0.35 h \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_y}{f_{cm}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_u}{\phi f_c A_g} \right)$	$0.35 h \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_y}{f_{cm}}$	-										
L	$\frac{L}{b} \leq 1$ 45cm	$P_u \leq 0.3 \phi f_c A_g$ $h \geq D$ En 0.8M	$P_u \leq 0.3 \phi f_c A_g$ $1.5 h \geq 1.5 D$ En 0.7M	$\frac{L}{b} \leq 1$ 60cm										
s	$\frac{1}{4} b$ 10cm	$\frac{1}{3} b$ 6A 20cm	$\frac{1}{4} b$ 10cm	<table><tr><td>A.P.</td><td>No A.P.</td></tr><tr><td>(#3)</td><td>10cm</td></tr><tr><td>(#3)</td><td>15cm</td></tr><tr><td>6A</td><td>20cm</td></tr><tr><td></td><td>8A</td></tr></table>	A.P.	No A.P.	(#3)	10cm	(#3)	15cm	6A	20cm		8A
A.P.	No A.P.													
(#3)	10cm													
(#3)	15cm													
6A	20cm													
	8A													

Notas: b y h, menor y mayor dimensión de la columna; L y l_n claro libre; A_g , área bruta de la sección transversal; A_{st} , área total del refuerzo longitudinal; ϕ factor de reducción de resistencia; f_{cm} , esfuerzo de fluencia del refuerzo lateral; A_c , área de concreto confinado; s y s_n , distancia entre estribos; h y h' , dimensión transversal del núcleo confinado; L_c , longitud confinada; D, diámetro de la columna; ϕ_s , diámetro de la barra longitudinal. Unidades de esfuerzo en kg/cm², de área en cm², de fuerza en kg, de momento en kg-cm y, dimensiones y diámetros en cm.

$$\sum M_e \geq \alpha \sum M_g \quad (8)$$

donde:

$\sum M_e$ - suma de los momentos, al centro de la junta, correspondiente a la resistencia de diseño a la flexión de las columnas que forman el marco en dicha junta.

$\sum M_g$ - suma de momentos al centro de la junta, correspondiente a las resistencias de diseño a la flexión de las vigas que forman el marco en dicha junta.

α : factor que amplifica la suma de momentos de las vigas.

En el cuadro 6 se hace una comparación reglamentaria respecto al valor de α y resulta evidente que el valor que las NTCC-96 estipulan es considerablemente mayor al de otros reglamentos norteamericanos, como ACI, UBC y CAN, sin justificar esta diferencia en investigaciones analíticas o experimentales. Las NTCC-2001 establecen el mismo criterio que las NTCC-96 en este respecto.

Las resistencias a flexión deben sumarse de tal forma que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de la viga. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo (ACI-95, 1997).

Consideraciones para la obtención de la carga axial de diseño

Las NTCC-96 establecen que al calcular la carga axial de diseño para la cual se valúe el momento resistente, M_e , de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo se tomará igual a 1.7 veces la calculada a partir del análisis cuando esto conduzca a un momento resistente menor (NTCC-96, 1996), criterio que mantienen las NTCC-2001. Se pide incrementar 70% la carga axial debida al sismo para prever que la fuerza sísmica horizontal exceda la obtenida dividiendo el coeficiente sísmico entre el factor de comportamiento sísmico, $Q=4$. Una de las razones para dividir entre Q es el supuesto comportamiento elastoplástico de la estructura, pero éste se ve afectado por la sobrerresistencia de las vigas, la presencia de muros y por la no simultaneidad en la formación de las articulaciones plásticas, todo lo cual conduce a que la fuerza lateral que toma el edificio sea creciente en la deformación lateral, y por consiguiente, a que aumenten los momentos de volteo y las cargas axiales en las columnas, incremento que no se toma en cuenta en el análisis. El incremento es particularmente importante en las columnas de los primeros entresijos de edificios altos y esbeltos ("Comentarios", 1991).

El estudio al que está referido este comentario (Romero, 1991) fue motivado por las consideraciones que se exponen en el mismo y evalúa el comportamiento inelástico de edificios esbeltos. El objetivo principal del trabajo es evaluar los momentos de volteo que resultan de aplicar los criterios del Reglamento

de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Para este fin se proponen tres edificios esbeltos de 17 niveles formados por marcos de concreto reforzado con diferentes relaciones de esbeltez y periodos fundamentales cercanos a dos segundos; se realizaron análisis inelásticos paso a paso únicamente de un marco por cada edificio, utilizando el acelerograma registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en septiembre de 1985; los máximos momentos de volteo obtenidos de los análisis inelásticos se comparan con los que resultaron de aplicar el Reglamento y sus Normas para un análisis estático (véase la figura 8).

El resultado de dicha comparación es la obtención de cocientes para cada marco, que relacionan el máximo momento de volteo, en la base exclusivamente, correspondiente a la respuesta inelástica y el que se obtiene a partir del Reglamento; posteriormente se obtuvo un promedio de los cocientes de los tres marcos y el valor que resultó fue 1.72 (véase la figura 8).

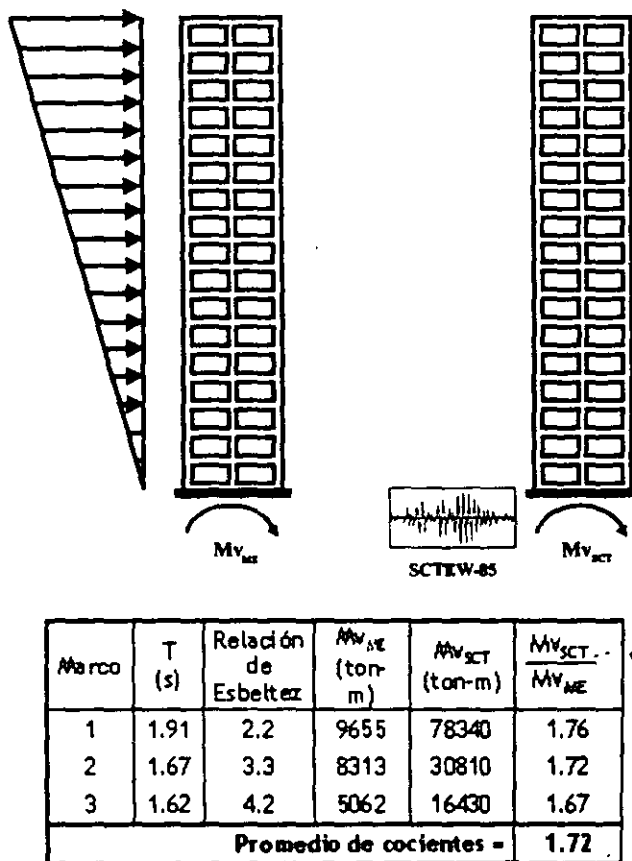


Figura 8. Obtención del factor 1.7 que modifica la carga axial debida al sismo en el cálculo de la carga axial de diseño para elementos a flexocompresión de marcos dúctiles (Romero, 1991).

Resulta difícil creer que un estudio interesante, pero limitado en su planteamiento y enfoque, llegue a impactar las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto. Es poco congruente generalizar a partir de un cociente de momentos de volteo en la base de marcos esbeltos, el que en todas las columnas de todos los entrepisos, sin importar que sean exteriores o interiores, se amplifique la carga axial por sismo en 1.7 veces, pero manteniendo constantes el valor de los momentos flexionantes y cortantes por sismo. Para los autores es claro que las diferencias entre uno y otro análisis no se pueden promediar con base en un cociente entre momentos de volteo. Asimismo, en el estudio de referencia, no se diseñaron nuevamente las estructuras en estudio aplicando la disposición que a bien han tenido imponer en las NTCC-96 y mantener en las NTCC-2001, para evaluar si con ello se observa un mejor desempeño que con el criterio con el cual se hizo el diseño de los marcos estudiados, los cuales, por cierto, no presentan fluencias que pudieran indicar un comportamiento inelástico insatisfactorio de las columnas de ningún entrepiso; es más, se observa en este estudio que las fluencias en los marcos analizados corresponden a un claro mecanismo de falla de viga-débil, columna-fuerte, donde existe una fluencia tan limitada de columnas que ni siquiera el autor consideró presentar gráficamente las magnitudes de sus rotaciones inelásticas, como si lo hace con lujo de detalle para las vigas (Romero, 1991). Además, el estudio es muy específico y sólo considera un acelerograma, SCT85-EW. Los autores de este trabajo no ven cómo los miembros del comité de las NTCC-96 pudieron interpretar dicho trabajo de la manera que lo hicieron, y pasaron por alto, entre otras cosas, que se deberían haber considerado un mayor número de condiciones, acelerogramas y análisis diferentes, además de

valorar el impacto de diseñar las columnas de estos modelos con el factor 1.7 actualmente propuesto en las NTCC-96. Es aún más sorprendente que este criterio se mantenga en las NTCC-2001. Ciertamente la responsabilidad de esta interpretación no se debe a Romero y su interesante trabajo (Romero, 1991).

Además, el propio estudio de Romero (1991) reconoce que los resultados a los que se llegan impactan al diseño de la cimentación y al de las columnas de los niveles inferiores de edificios esbeltos.

En la figura 9 se presenta la planta tipo de edificios de 12 y 15 niveles estudiados por Tena *et al.* (1997). Se analizan un par de columnas del primer nivel del edificio de 15 niveles que están en diferentes condiciones, una de ellas es columna de esquina y la otra es interior.

En la figura 10 se muestran los diagramas de interacción de ambas columnas considerando respectivamente los diseños con el ACI y las NTCC-96; además se grafican los puntos de diseño y los puntos equivalentes a considerar el 70% de aumento en la carga axial debida al sismo. Es evidente que para la columna interior la aplicación de tal consideración en los puntos de diseño es imperceptible; sin embargo, la diferencia en el diseño se debe al requisito geométrico de las NTCC-96 que establece que el área A_g no será menor que $\frac{P_u}{0.5f'_c}$

para toda combinación de carga. Así, con la única intención de hacer resaltar las diferencias en el diseño se mantiene la misma sección y armado en la comparación y se modifica el f'_c , observándose que se requiere el diseño de las NTCC-96 un aumento de 100% e parámetro para no modificar dichas condiciones. Para el caso de la columna de esquina, no únicamente se requiere un aumento del 100% en el f'_c , sino que se precisa además de un incremento en el refuerzo para poder mantener la misma sección. En este caso nuevamente el requisito geométrico que limita al área de la sección rige en el diseño, haciendo inútil el requerimiento que establece el aumento del 70% en la carga axial debida al sismo. Al no existir esta disposición, que complica notablemente el proceso de diseño, en ningún otro reglamento vanguardista en el ámbito internacional, como el ACI o el UBC, y afrontando la realidad de que los programas de análisis y diseño de estructuras que más se utilizan en los despachos de Ingeniería de México son de procedencia extranjera, principalmente estadounidense y española, y que este software incluye a los reglamentos norteamericanos ACI y UBC, y en el caso de los españoles una versión de las NTCC-96 para marcos no dúctiles, es claro que los diseñadores mexicanos tienen que realizar prediseños prácticamente de manera manual, pues no cuentan con el software adecuado para implantar estas disposiciones, como sí lo cuentan para otros reglamentos o para diseñar exclusivamente marcos no dúctiles. Tal vez esta sea otra razón por lo

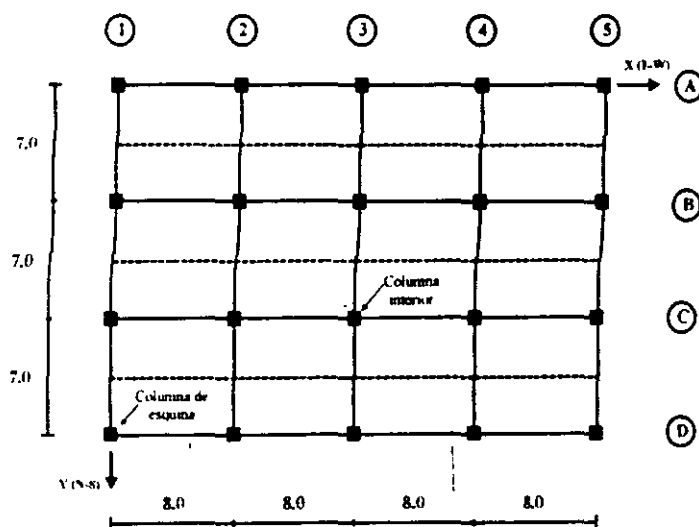


Figura 9. Planta tipo del edificio de 15 niveles E15Q3M1, acotaciones en m (Tena *et al.*, 1997).

que en México se prefiere diseñar marcos no dúctiles, además de las expuestas por Rioboó (1995), puesto que los clientes no pagarían los costos adicionales de ingeniería que involucra aplicar esta disposición "novedosa" de las NTCC-96, que desafortunadamente se mantienen en las NTCC-2001.

Sería entonces conveniente considerar la posibilidad de limitar este requerimiento para que se utilizara únicamente en columnas exteriores de los niveles inferiores de marcos esbeltos, y tomar en cuenta que se deben realizar un mayor número de investigaciones para poder generalizar y tener mayor certeza respecto al factor propuesto; además se debe comprobar que el requisito geométrico mencionado no rija sobre esta disposición, lo que parece ocurrir, convirtiéndola en una disposición totalmente obsoleta. La única modificación de las NTCC-2001 respecto a las NTCC-96 y el incremento del 70% de la carga axial debida al sismo es que ahora se limita sólo para el diseño de estructuras con $Q=4$, lo que libera de esta disposición sin sustento a los marcos dúctiles diseñados con $Q=3$. Sin embargo, se considera a esta modificación claramente insuficiente e insatisfactoria a la luz de lo expuesto anteriormente.

Las NTCC-96 además proponen un procedimiento optativo en el que se establece que no será necesario revisar el cumplimiento de la condición relativa a las resistencias a flexión en los nudos, si las columnas se dimensionan por flexocompresión con un factor

de resistencia de 0.6 (también en este caso la carga axial debida al sismo se modifica, como se establece en la parte final relativa a los requisitos geométricos, NTCC-96, 1996). Este criterio se mantiene en las NTCC-2001 exclusivamente para el diseño de marcos dúctiles con $Q=4$.

Sin embargo, se ha demostrado que con el método optativo no se llega a diseños comparables con los del método riguroso establecido por las NTCC-96, y que su comportamiento dinámico no puede considerarse equivalente (Tena *et al.*, 1997; Luna, 1999). Existen otros estudios donde se ha encontrado que lleva a mecanismos de falla de columna débil / viga fuerte, sobre todo cuando se consideran sobrerresistencias tanto por confinamiento como por la contribución de las losas en la resistencia de vigas (Luaces, 1995). Por lo tanto, la modificación propuesta en las NTCC-2001 no parece ser la más acertada, en opinión de los autores.

El ACI sugiere que la resistencia a la flexión de la columna se debe calcular para la fuerza axial factorizada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, la que dé como resultado la más baja resistencia a la flexión (ACI-95, 1997).

Considerando nuevamente la figura 10, los valores para diseño de acuerdo con el ACI corresponden a los puntos de diseño en cada diagrama de interacción que tienen el valor relacionado con el momento flexionante más bajo.

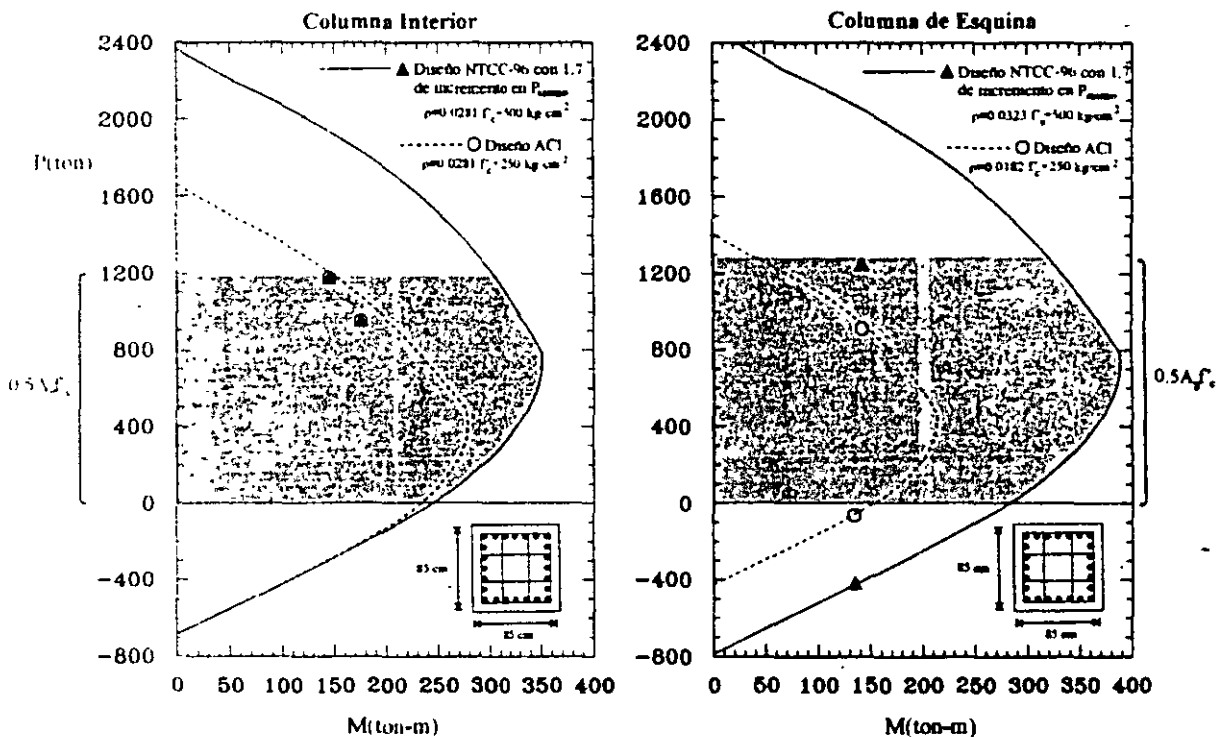


Figura 10. Diagramas de Interacción para mostrar el incremento propuesto por las NTCC-96.

El reglamento neozelandés propone reglas de diseño por capacidad para proteger las columnas de marcos resistentes a sismos, asegurándose de que dentro de lo posible ocurra un comportamiento columna fuerte / viga débil. Dichas exigencias fueron introducidas primeramente en NZS 3101:1982 (NZS-82, 1982) y han permanecido prácticamente igual en NZS 3101:1995. En general, estos lineamientos involucran factores que toman en cuenta la sobrerresistencia a flexión en trabes, los efectos de modos de vibración superiores y la concurrencia de fuerzas sísmicas. Estos factores multiplican los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes de las columnas, que se obtienen mediante un análisis elástico en el que están involucradas las fuerzas sísmicas de diseño. Los factores dependen de las condiciones del marco y son al menos iguales a 1.63. Las cargas axiales de diseño en columnas que se utilizan con los momentos flexionantes amplificados, para el diseño del refuerzo longitudinal de la sección a flexocompresión, deben resultar de las fuerzas cortantes aplicadas en las caras de las columnas provenientes de las cargas gravitacionales sobre las vigas y de las fuerzas cortantes ocasionadas por los momentos, que actúan en ambas direcciones, en las articulaciones plásticas formadas. Se permite un ajuste en los cortantes ocasionados por los momentos en las articulaciones plásticas, considerando la probabilidad de que no todas las articulaciones plásticas alcanzan su sobrerresistencia a flexión simultáneamente a lo largo del marco. Se utiliza un factor de reducción de resistencia $\phi=1.0$ para el diseño de columnas cuando se utilice este procedimiento (Park, 1997).

Es importante destacar la diferencia en la justificación de factores como el 1.63 propuesto por el reglamento neozelandés y el 1.7 propuesto por las NTCC-96. Mientras en el NZS se presenta una justificación transparente y razonada, congruente con su filosofía de diseño, en las NTCC-96 dicho factor carece de suficientes argumentos técnicos y su inclusión en el Reglamento es injustificada; aún peor es que se mantenga esta disposición en la propuesta de NTCC-2001.

Refuerzo longitudinal

En el cuadro 6 se comparan los límites mínimo y máximo de acero longitudinal que se establecen en los diferentes reglamentos. Las NTCC-96 coinciden con los valores de ACI, UBC y CAN en el porcentaje de refuerzo mínimo, el NZS establece el valor menor para esta consideración. Para el porcentaje de refuerzo máximo las NTCC-96 especifican el valor más bajo.

Los diferentes reglamentos internacionales analizados no permiten la utilización de paquetes de barras, las NTCC-96 admiten explícitamente la utilización de paquetes de dos barras. Las NTCC-2001

mantienen el mismo criterio que las NTCC-96 a este respecto.

Refuerzo transversal para confinamiento

En el cuadro 6 se comparan las cuantías volumétricas mínimas de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, ρ_{smin} ; las áreas mínimas de estribos rectangulares, A_{sh} ; la longitud especificada para la articulación plástica probable, l_0 ; y las separaciones máximas de refuerzo transversal, s , para cada reglamento. Como puede observarse, las NTCC-96 son únicamente más conservadoras que los otros reglamentos para la cuantía mínima del refuerzo transversal en columnas de núcleo rectangular; sin embargo, en la propuesta de NTCC-2001 se establece ahora el mismo criterio que para el reglamento ACI, entre otros.

Además, los reglamentos establecen que la distancia centro a centro, transversal al eje del elemento, entre ramas de estribos traslapados no será mayor de 35 cm (ACI), 45 cm (NTCC-96 y NTCC-2001), 20 cm (NZS) y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 25 cm (NTCC-96 y NTCC-2001). Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 45 cm (NTCC-96 y NTCC-2001).

La cuantía de acero transversal de columnas en zonas potenciales de aparición de articulación plástica especificada en el reglamento neozelandés (NZS-82, 1982) está basada, al igual que los reglamentos de ACI, UBC, CAN y NTCC, en los requisitos del código de la Structural Engineers Association of California (SEAOC) de 1973, pero el NZS-82 modifica dicha cuantía para tomar en cuenta el nivel de carga axial (NZS-82, 1982; Luna, 1999).

Requisitos para fuerza cortante

Los elementos a compresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes de que se formen articulaciones plásticas en sus extremos (NTCC-96 y NTCC-2001). Para esto, el ACI, el CAN, el UBC, las NTCC-96 y las NTCC-2001 proponen que la fuerza cortante de diseño se calcule del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos resistentes de esas secciones, sin factor de resistencia y suponiendo una resistencia a la tensión de las varillas longitudinales de al menos 1.25f, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente (NTCC-96 y NTCC-2001).

Además, las NTCC-96 y las NTCC-2001 consideran valuar la carga axial de diseño; la fracción de ella causada por el sismo se incrementará 70% cuando esto dé lugar a un momento resistente mayor. Los comentarios respecto a este incremento están relacionados con lo tratado en secciones anteriores. Las NTCC-96 y NTCC-2001 establecen, sin embargo, que no será necesario

que el dimensionamiento por fuerza cortante sea más conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y un factor de resistencia igual a 0.5 si se utiliza el método alterno. El ACI establece que en ningún caso la fuerza cortante de diseño será menor que el cortante factorizado determinado por el análisis de la estructura (ACI-95, 1997).

Las NTCC-96 y las NTCC-2001 sugieren en su procedimiento optativo que el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5. Como se comentó previamente, este procedimiento no sólo puede conducir a un mayor consumo de acero, sino que también puede propiciar un aumento de las secciones requeridas llevando a diseños diferentes con respecto a los del método riguroso (Tena *et al.*, 1997; Luna 1999).

El refuerzo transversal se deberá dimensionar para resistir el cortante despreciando la contribución del concreto cuando ocurran las siguientes condiciones:

a) La fuerza cortante inducida por sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima al cortante requerida.

b) La fuerza axial factorizada a compresión, incluyendo los efectos por sismo, es menor que $\frac{A_g f'_c}{20}$.

El ACI limita estas consideraciones a las longitudes de probable aparición de articulación plástica.

Es conveniente aclarar que dentro de las especificaciones relacionadas con marcos dúctiles existen además requisitos importantes vinculados con la revisión por cortante y adherencia de uniones viga-columna; sin embargo, el estudio de estos requerimientos rebasa el propósito fundamental de este trabajo.

Resumen y conclusiones

El presente trabajo hace un análisis de las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-96) y la Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-2001) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, basado en una comparación con diferentes reglamentos internacionales. Dicha comparación se enfocó en las disposiciones para marcos no dúctiles y marcos dúctiles contemplando las diferencias desde el punto de vista conceptual, numérico e intuitivo, intentando destacar las diferencias más relevantes entre los reglamentos internacionales y las NTCC-96 y la nueva propuesta NTCC-2001, que a juicio de los autores son las siguientes.

Las NTCC-96 hacen disminuir el esfuerzo medio de compresión del bloque de esfuerzos como función de f'_c , en lugar de su profundidad como lo hacen los demás reglamentos. Según los comentarios a las NTCC-96, este criterio se adoptó porque permite

construir juegos de curvas de interacción que no dependen de f'_c para dimensionamiento de columnas, y conduce a resultados muy semejantes a los obtenidos con el ACI. Se analizaron los diagramas de interacción de una columna de 70 x 70 cm con porcentajes de refuerzo mínimo y máximo, utilizando los respectivos bloques de esfuerzos equivalentes del ACI y las NTCC-96, y se observó que la zona de flexocompresión es distinta, debido a que el bloque propuesto por las NTCC-96 da origen a fuerzas de compresión y momentos flexionantes menores que la del bloque del ACI, y esto necesariamente redundará en una carga axial menor cuando se busca el equilibrio de fuerzas en la construcción de un diagrama de interacción. Por otro lado, se pudo observar también que los valores calculados para flexión pura y para flexotensión son sensiblemente iguales.

Se observó el efecto que tiene el incremento de la resistencia a compresión del concreto en el bloque de esfuerzos, construyendo diagramas de interacción normalizados respecto a la carga axial y momento máximos del ACI y haciendo variar el valor de f'_c de 250 kg/cm² a 400 kg/cm². En dichos diagramas se advirtió que, conforme aumenta el valor de f'_c , la diferencia entre el ACI y las NTCC-96 en la zona de flexocompresión aumenta hasta en más de 20%, y que esta diferencia es mayor en los casos en que se utilizó el porcentaje mínimo de acero de refuerzo, debido a que la contribución del acero de refuerzo es menor. La variación de la proporción del momento máximo de las NTCC-96 respecto al del ACI con el incremento de f'_c es menos significativa. Por estas razones, y tomando en cuenta que la propuesta del bloque equivalente de esfuerzos de las NTCC-96 era incompatible con concretos de alta resistencia, en las NTCC-2001 se propone un bloque equivalente de esfuerzos similar al del ACI, donde se diseña para un valor menor del esfuerzo de compresión medio, es decir, $k_3=0.68$ para las NTCC-2001 mientras que $k_3=0.85$ para el ACI, es decir, la diferencia estriba en que el ACI diseña con base en f'_c mientras que las NTCC-2001 lo siguen haciendo en función de la resistencia nominal (reducida para fines de diseño) f^*_c .

Además, las NTCC-96 y las NTCC-2001 tienen criterios más estrictos (conservadores) que afectan el diseño a flexocompresión de columnas, como por ejemplo, el establecer un porcentaje de refuerzo máximo (ρ_{max}) menor al que permiten los demás reglamentos.

A pesar de que los Comentarios de las NTCC-96 mencionan que sus formulaciones correspondientes a miembros sujetos a cortante, flexión y carga axial están basadas en el Reglamento ACI 318-83 y sus comentarios ACI 318R-83, se hizo evidente, después de observar las expresiones de los reglamentos en discusión, que las formulaciones de las NTCC-96 referentes a cortante provienen más bien de las propuestas

por el reglamento neozelandés (NZS), no solamente las que corresponden a flexión y compresión axial, sino aquéllas relacionadas con flexión y flexotensión, que a su vez se basan en Comité ACI 426 de 1973. Se sugiere revisar la redacción de este documento en esas secciones para versiones futuras. Por otra parte, en las NTCC-96 y las NTCC-2001 se trabaja con un índice de resistencia reducido en función del valor de f'_c , mientras que los otros reglamentos lo manejan en función directa de f'_c y, además, el factor de reducción por resistencia también es menor, por lo que la valoración de la resistencia a cortante conforme a las NTCC-96 resulta ser en general más conservadora también respecto a los otros reglamentos en estudio. Existen algunos cambios en las NTCC-2001 respecto al diseño de vigas sin preesfuerzo con relación claro a peralte total $L/h > 5$ respecto a la fuerza cortante que toma el concreto en relación con las NTCC-96. Además, ahora la reducción de la fuerza cortante que toma el concreto en vigas con peralte mayor a 70 cm es gradual en las NTCC-2001 y no abrupta como lo establecían las NTCC-96, además de que el factor reductivo límite aumentó de 0.7 en las NTCC-96 a 0.8 en las NTCC-2001. Asimismo, en las NTCC-2001 se hace una modificación al refuerzo mínimo por tensión diagonal en vigas y columnas sin preesfuerzo, el cual depende ahora de la resistencia nominal del concreto, y pretende proteger el diseño de estructuras con resistencias nominales del concreto f'_c mayores a 250 kg/cm², ya que la expresión anterior de las NTCC-96 correspondía a este último valor, pues en ese entonces era poco común el uso de resistencias mayores.

Se hizo notar que la disposición que limita el área de la sección transversal en miembros a flexocompresión de marcos dúctiles debería aparecer como una restricción de la carga axial de diseño más que como una limitación de tipo geométrico, ya que en la práctica es común la utilización de programas comerciales de análisis estructural que contienen programas de diseño de estructuras de concreto basados en el reglamento del ACI, y dado que ésta es una diferencia importante en el procedimiento de diseño respecto a las NTCC-96 y las NTCC-2001, esta disposición geométrica pasa prácticamente inadvertida en la práctica de diseño estructural en México. Si se realizara la modificación que se propone, resultaría más difícil que se pasara por alto una disposición que afecta directamente a un elemento mecánico, que la que afecta a una condición geométrica como se establece actualmente.

Se hizo evidente que el criterio exclusivo de las NTCC-96 relacionado con la determinación de la carga axial en elementos a flexocompresión de marcos dúctiles, donde se incrementa el 70% de la carga axial debida al sismo, no está lo suficientemente justificado en investigaciones analíticas o experimentales, complicando y haciendo tedioso el proceso de diseño. Lamentablemente, este criterio se mantiene en

las NTCC-2001, aunque ahora sólo se especifica para el diseño de marcos dúctiles con $Q=4$. Se propone la posibilidad de revisar este requerimiento para que se utilice únicamente en casos muy específicos, como podrían ser las columnas en los extremos de los marcos de edificios irregulares de gran altura o edificios esbeltos, principalmente las de esquina, tomando en cuenta que deben realizarse un mayor número de investigaciones al respecto.

Atendiendo exclusivamente a criterios de resistencia, el método riguroso de diseño para marcos dúctiles de las NTCC-96 es claramente más conservador que el propuesto por otros reglamentos, como por ejemplo el ACI y el UBC, sobre todo para el diseño de columnas, ya que establece un mayor factor que amplifica la suma de momentos de las vigas que llegan al nudo con respecto a la suma de momentos de las columnas, α , establece valores más estrictos para los porcentajes de refuerzo máximo y mínimo en columnas, y además impone los requisitos adicionales discutidos párrafos atrás. Por lo tanto, las NTCC-2001 seguirán siendo también más conservadoras que los otros reglamentos internacionales de referencia, pero los autores reconocen que una comparación más racional de los reglamentos debería incluir también los factores y combinaciones de carga especificados por cada reglamento, lo que sale del alcance del presente estudio.

El método optativo de diseño para marcos dúctiles propuesto por las NTCC-96 sugiere un procedimiento más sencillo, permitiendo la utilización de elementos mecánicos provenientes del análisis estructural e incorporando factores de resistencia reducidos, lo cual conserva la propuesta de NTCC-2001, aunque limitando su aplicación únicamente para diseños donde se use $Q=4$. Sin embargo, dicho procedimiento no sólo conduce a un mayor consumo de acero como lo sugieren los comentarios a las NTCC-96, sino que también propicia, con la disminución de los factores de resistencia, un posible aumento de las secciones requeridas. Esta diferencia en el diseño respecto al método riguroso provoca que el comportamiento dinámico de ambos métodos no sea equivalente, como se demuestra en los estudios de Tena *et al.*, (1997) y Luna (1999). Incluso, existen estudios como el de Luaces (1995) que sugieren que el procedimiento optativo puede producir mecanismos de falla de naturaleza frágil.

En términos generales y atendiendo exclusivamente a criterios de resistencia (sin considerar factores y combinaciones de carga), se puede concluir que las NTCC-96 y la propuesta de NTCC-2001 en el rubro de marcos de concreto reforzado son conservadoras, particularmente en cuanto al diseño por cortante de todos sus elementos y el diseño de columnas a flexocompresión, sean parte o no de marcos dúctiles. El diseño para marcos dúctiles de las NTCC-96 no sólo es

conservador, sino poco práctico y requiere una revisión profunda que permita llegar a criterios razonables, seguros y prácticos que fomenten su aplicación en el diseño sísmorresistente de estructuras de concreto en México. Al parecer, las NTCC-2001 no permitirán grandes mejoras a este respecto, a pesar de algunas modificaciones realizadas, que a juicio de los autores son aún insuficientes, pero que tal vez permitan y fomenten el diseño de marcos dúctiles con $Q=3$, lo cual ya sería un avance.

Agradecimientos

Este trabajo fue desarrollado en su parte inicial en el Centro de Investigación Sísmica, A.C. con el patrocinio de la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal, y continuado en la Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco y el Instituto Mexicano del Petróleo. Los autores agradecen los valiosos comentarios hechos por los revisores anónimos del manuscrito original que permitieron mejorar el contenido del presente trabajo.

Referencias

- ACI-95 (1997), "Reglamento para las construcciones de concreto estructural y Comentarlos, ACI 318-95 y ACI 318R-95", Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, AC, México.
- ACI-ASCE Committee 426 (1973), "The shear strength of reinforced concrete members - Chapters 1 to 4", Proceedings ASCE, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 99, núm. ST6, junio, pp. 1091-1187.
- AIJ-90 (1994), "AIJ Structural design guidelines for reinforced concrete buildings", Architectural Institute of Japan, Tokio.
- "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, DDF" (1991), Publicación ES-2, Instituto de Ingeniería, UNAM, noviembre.
- Ghosh, S K, D A Fanella y B G Rabbat (1996), Notes on ACI 318-95 Building Code requirements for structural concrete with design applications, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Habibullah, A (1992), "CONKER, concrete design", Computers & Structures Inc, Berkeley, California.
- Luaces, F L (1995), "Sobrerresistencia en estructuras a base de marcos de concreto reforzado", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, noviembre.
- Luna, J L (1999), "Estudio de los criterios del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y sus normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de concreto reforzado", Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, julio.
- MacGregor, J G y P Gergely (1977), "Suggested revisions to ACI Building Code clauses dealing with shear in beams", Journal of the American Concrete Institute, vol. 74, núm. 10, octubre, pp. 493-500.
- NTCC-96 (1996), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, marzo.
- NTCC-2001 (2001), "Propuesta de normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", <http://www.smie.org.mx/articulos>, abril.
- NZS-82 (1982), "Code of practice for the design of concrete structures, NZS 3101", Standards Association of New Zealand, Private Bag, Wellington.
- Park, R y T Paulay (1992), "Capítulo 5: Estructuras de concreto", Diseño de estructuras resistentes a sismos, Emilio Rosenblueth, editor, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., pp. 201-269.
- Park, R (1995), "Recent structural concrete research and seismic design developments in New Zealand", Memorias, Seventh Canadian Conference on Earthquake Engineering, Montreal, Canadá, pp. 3-23.
- Park, R (1997), "New Zealand code developments in the design and construction of reinforced concrete moment resisting frames for earthquake resistance", UCB/EERC-97/05, The EERC-CURE Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero, Jan. 31-Feb. 1, Berkeley, California, pp. 9-16.
- RCDF-93 (1993), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, agosto.
- "Revisor" (2001), Comunicación escrita de un revisor anónimo del manuscrito original.
- Rioboó, J M (1995), "Estructuras de concreto", Simposio Internacional La Ingeniería Civil a 10 Años de los Sismos de 1985, México, DF, septiembre, pp. 123-127.
- Romero, J E (1991), "Comportamiento inelástico de edificios esbeltos", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, enero.
- Tena, A, J L Luna, E Filloy y E del Valle (1997), "Evaluación de las recomendaciones del RCDF para el diseño por sismo de estructuras con marcos de concreto reforzado", Reporte FJBS/CIS-97/04, Centro de Investigación Sísmica, A.C., Fundación Javier Barros Sierra, AC, octubre.
- UBC-97 (1997), "Uniform Building Code: 1997 edition", International Conference of Building Officials, Whittier, California.