

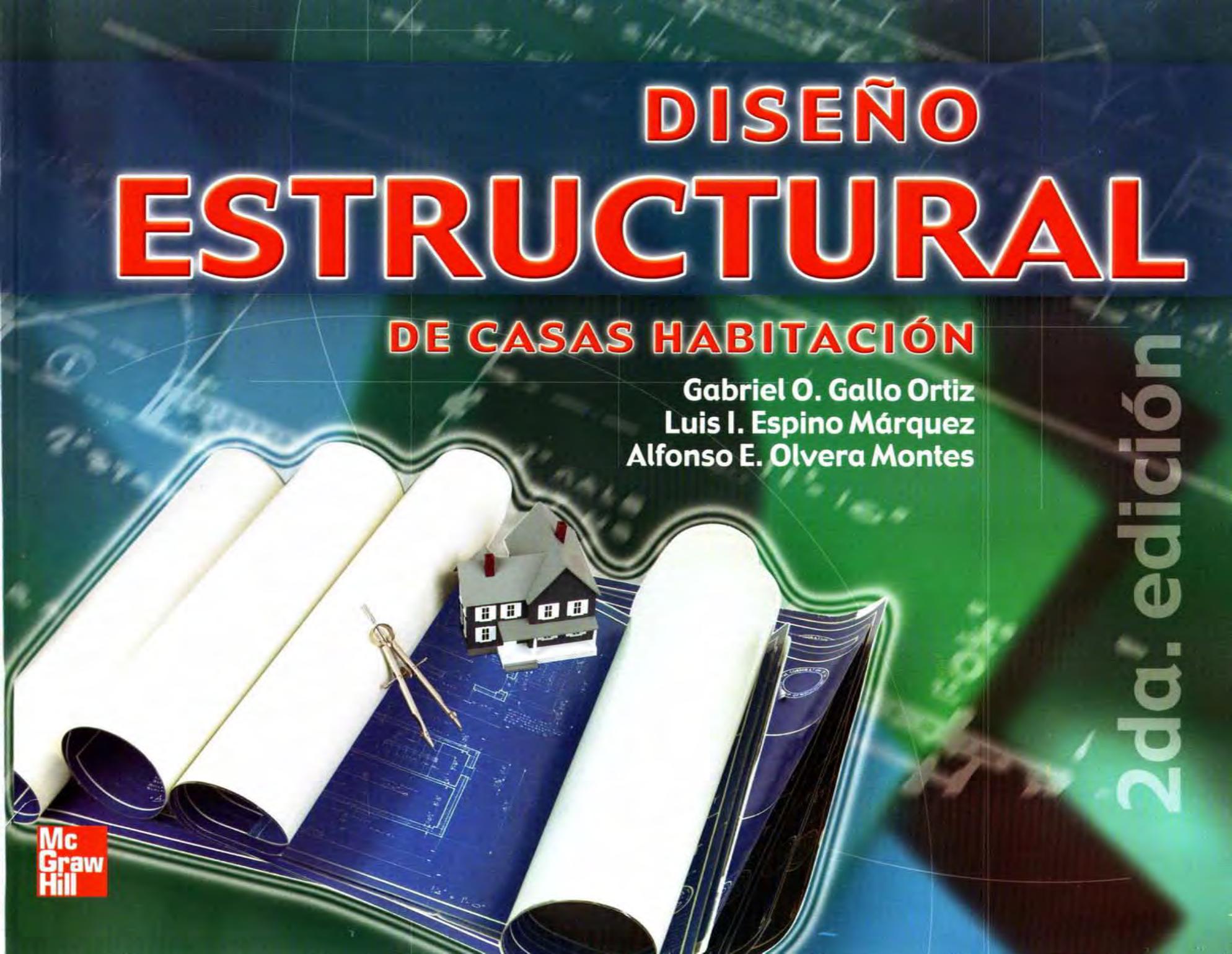
DISEÑO ESTRUCTURAL

DE CASAS HABITACIÓN

Gabriel O. Gallo Ortiz
Luis I. Espino Márquez
Alfonso E. Olvera Montes

2da. edición

Mc
Graw
Hill

The book cover features a central illustration of architectural blueprints spread out on a surface. Several rolls of white paper are scattered around the blueprints. A pair of golden compasses is placed on the blueprints. A small, detailed model of a two-story house with a grey roof and white walls is positioned on the blueprints. The background is a dark green and blue gradient with faint, glowing lines and patterns, suggesting a technical or digital environment.

Gerente de producto: Carlos Ruiz Viquez Cuevas
Editor de desarrollo: Sergio Campos Peláez
Supervisor de producción: Timoteo Eliosa García

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CASAS HABITACIÓN
Segunda edición

Prohibida la reproducción total o parcial de esta obra,
por cualquier medio, sin autorización escrita del editor.



DERECHOS RESERVADOS © 2005, respecto a la segunda edición en español por
McGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.

A Subsidiary of The McGraw-Hill Companies, Inc.

Prolongación Paseo de la Reforma 1015

Torre A-Piso 17, Santa Fe

Delegación Álvaro Obregón

01376, México, D.F.

Miembro de la Cámara Nacional de la Industria Editorial Mexicana, Reg. Núm. 736

ISBN-10: 970-10-4826-1

ISBN-13: 978-970-10-4826-9

ISBN-10: 970-10-1468-5 edición anterior

3456789012

09876432105

Impreso en México

Printed in Mexico

Esta publicación se terminó de imprimir durante el mes de Abril de 2007,
en los talleres de Impresiones Precisas Alfer, S.A. de C.V.
Calle 2 No. 103 Col. Leyes de Reforma Iztapalapa, C.P. 09310 México, D.F.

Contenido

Prólogo **vii**

Prólogo a la segunda edición **ix**

Introducción **xi**

1 El diseño estructural **1**

OBJETIVOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	1
PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	1
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL	3
Seguridad estructural	3
Criterio reglamentario de diseño estructural	4
REGLAMENTOS DE DISEÑO	5

2 Materiales **7**

MAMPOSTERÍA	7
Piedras naturales	8
Piezas artificiales	9
Propiedades mecánicas de las piezas o unidades	11

Propiedades mecánicas del mortero de junteo	13
Propiedades mecánicas de la mampostería	14

CONCRETO **16**

Cemento, agregados	16
Mezclas	19
Pruebas en el concreto	20
Aditivos para concreto	23

ACERO DE REFUERZO **24**

3 Acciones **27**

CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES	27
COMBINACIÓN DE ACCIONES	29
DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES	30
Cargas permanentes (cargas muertas)	30
Cargas variables (cargas vivas)	31
Cargas accidentales	32

4 Sistemas constructivos **39**

DETERMINACIÓN DE CARGAS UNITARIAS DE ELEMENTOS	40
Determinación de pesos	40
Peso de tinaco y bases	45
Determinación de pesos	48

CARGAS EQUIVALENTES DEBIDAS A MUROS DIVISORIOS	49
---	----

5 **Diseño estructural de elementos de casa habitación** **51**

ESTRUCTURACIÓN	51
TRANSMISIÓN Y BAJADA DE CARGAS	53
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	54
Cimientos de mampostería	55
Cimientos corridos de concreto reforzado	57
Losas de cimentación	61
DISEÑO Y REVISIÓN DE MUROS	63
Sistemas estructurales a base de muros de mampostería	63
Muros sujetos a cargas verticales	65
Muros sujetos a cargas horizontales (sismo)	67
Muros de contención	73
DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO	79
Flexión	79
Cortante	94
Adherencia y anclaje de varilla	102
Deflexiones	108
DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO REFORZADO	112
Losas en una dirección	112
Losas macizas perimetralmente apoyadas	116
Losas aligeradas perimetralmente apoyadas	122

6 **Proyecto de aplicación de diseño en casa habitación** **125**

DESCRIPCIÓN	125
DESARROLLO DEL PROYECTO	126
Proyecto arquitectónico	126
Proyecto estructural	129
Análisis de cargas unitarias	130
Transmisión de cargas a perímetro de tablero	138
Diseño de cimientos y muro de contención	147
Revisión de muros sujetos a cargas verticales	153
Revisión de muros sujetos a cargas horizontales (sismos)	153
Diseño de trabes	158
Diseño de losa de azotea	168

Plano estructural **(véase desplegado)**

Apéndices **173**

Bibliografía **181**

Índice analítico **183**

Prólogo

Un dicho muy popular en la Ingeniería estructural es el siguiente: "Una casa habitación de hasta dos niveles no se calcula, se receta".

Esta afirmación parte de dos premisas: la primera indica que el costo de una casa no vale un buen cálculo y la segunda que las cargas aplicadas en una construcción de este tipo no conducen a fallas catastróficas. De manera breve es posible demostrar que las premisas anteriores son falsas, y en consecuencia, que el dicho en cuestión es una falacia.

Si se hace referencia al aspecto económico, un buen cálculo conduce al contratista de una construcción de este tipo a ahorros sustanciales en obra negra, en especial cuando el proyecto consta de decenas o centenas de unidades. Al aplicar procedimientos de diseño estructural racionales y al tener como apoyo fundamental el reglamento o código local de construcciones, es posible reducir la cantidad de material, y por lo tanto los recursos económicos a emplear. En términos éticos, lo anterior es una de las cosas que el cliente en particular y la sociedad en general esperan de los ingenieros.

Al hablar de lo que se denomina "falla" y se define como un derrumbe observado, las fallas serían relativamente pocas; pero, si se considera como falla toda discrepancia entre los resultados esperados de un proyecto y los que en realidad se obtienen y además se toma el trabajo de medir cuidadosamente la posición, forma y

condiciones de las estructuras terminadas, entonces la cantidad de fallas es muy grande. Con frecuencia, ciertos desplazamientos indeseables, agrietamientos antiestéticos y algunas deformaciones inexplicables aparecen en las obras. En estos casos cabe preguntarse si se trata de verdaderas fallas o de un comportamiento normal, pero inesperado de la estructura. El caso es que el usuario de la obra es el que, a final de cuentas, debe sufrir las consecuencias de estas situaciones. A lo largo de un periodo deberá sufrir la rotura de vidrios, el atoramiento de ventanas corredizas, el encharcamiento de agua en la azotea, los agrietamientos en ciertas zonas de la construcción, el abombamiento de pisos, vibraciones en entrepisos, etcétera.

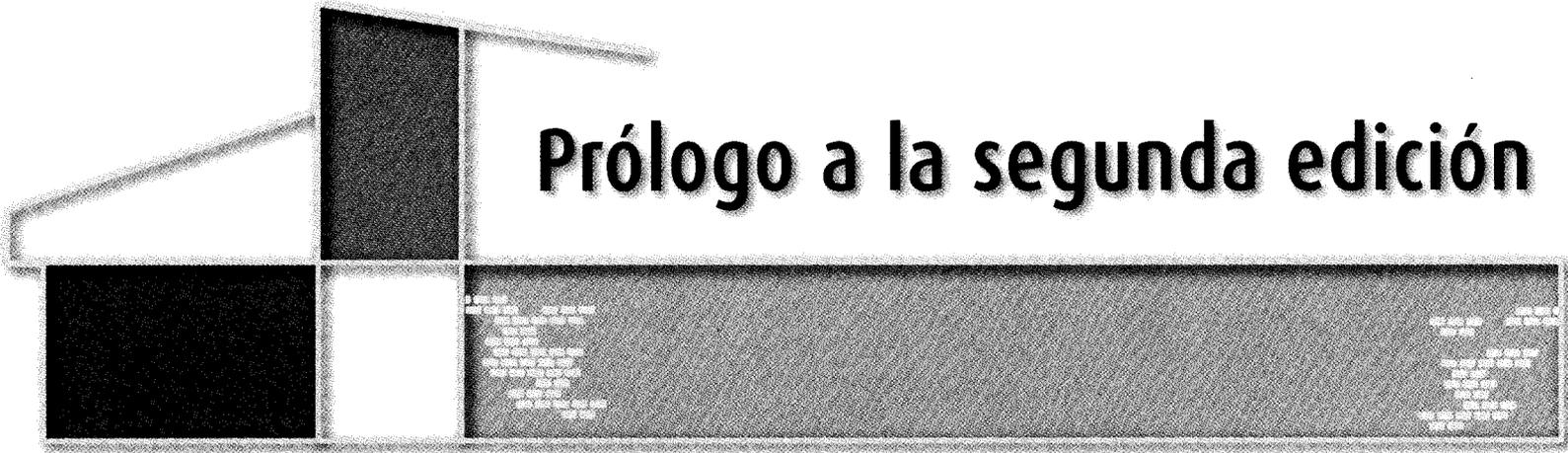
La cuestión de quién es el culpable de lo anterior es un punto difícil de definir; un enfoque razonable implica el considerar a las fallas como la combinación de circunstancias (errores, descuidos, malas interpretaciones, ignorancia, incompetencia y aun deshonestidad).

El problema se inicia si desde su concepción, es decir, desde el proyecto arquitectónico, existen graves deficiencias que ponen en evidencia un marcado desprecio por los problemas estructurales y falta de criterio en el concepto estructural. Ya en el cálculo, el menosprecio del problema estructural produce resultados lamentables. Por ejemplo, conceptos como "trabe oculta", es decir, un racimo de varillas aglomerado en una franja

de una losa que pretende funcionar con la rigidez de una verdadera trabe, producen losas trabajando en una dirección de gran claro, lo que acarreará grandes deflexiones y molestas vibraciones. Al final, los defectos propios de la construcción (por ejemplo, la falta de control en la relación agua/cemento propia de este tipo de construcción genera resistencias del concreto inferiores en mucho a las especificadas) no hacen sino agravar el problema.

El objetivo de este trabajo es demostrar que mediante procedimientos de cálculo racionalmente sencillos, es posible lograr cuando menos disminuir los factores de riesgo involucrados y de paso reducir el costo de la obra. Consideramos que el logro de estos objetivos justifica que el ingeniero invierta un poco más de tiempo en el cálculo de los elementos estructurales.

LOS AUTORES



Prólogo a la segunda edición

La primera edición de este modesto trabajo tuvo una excelente aceptación entre los estudiantes de Ingeniería y Arquitectura. Los autores han visto con satisfacción que los jóvenes consultan con interés y de manera crítica los diversos temas que conforman dicha edición.

El rápido avance en el conocimiento de los fenómenos de la Ingeniería estructural ha producido cambios en las normas que rigen el diseño de estructuras. En México se han presentado cambios tanto en el Reglamento de construcciones para el Distrito Federal como en las Normas técnicas complementarias que rigen los diseños específicos. En el caso del Reglamento, sus artículos son más generales en su aplicación y trasladan las especificaciones numéricas (como por ejemplo, la magnitud de las cargas vivas) a las nuevas Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones. Las mencionadas normas actualizan criterios y expresiones de diseño y, de esta manera, proporcionan mayores niveles de seguridad en el diseño estructural de las construcciones.

Debido a lo antes expuesto, ha sido necesario revisar y actualizar la anterior versión de este trabajo para

contemplar los cambios de la reglamentación. Además, en algunos temas se ha modificado ligeramente el enfoque didáctico, de tal manera que sean más accesibles para los lectores, estudiantes del diseño estructural.

Para los lectores del interior de la República y de otros países, cabe mencionar que las especificaciones contenidas en el Reglamento de construcciones para el D.F. y en sus Normas técnicas complementarias, ordenamientos que sirven de base para resolver los problemas contenidos en este trabajo, son similares en espíritu a las de otras partes del mundo y, en consecuencia, los procedimientos descritos en esta obra pueden ser aplicados con las adecuaciones correspondientes. En cualquier caso, el fenómeno físico involucrado carece de nacionalidad.

Los objetivos que los autores plantean para la elaboración de la primera edición de esta obra son aún vigentes, por lo que se espera que esta edición sea útil a los estudiantes de Ingeniería y a todos los amables lectores.



Introducción

Por lo general, la gente no piensa en el tipo de estructura en la cual desarrolla sus actividades; sin embargo, cuando ocurre un accidente, es decir, cuando una estructura se colapsa, entonces reflexiona y se cuestiona para tratar de entender qué pasó. Es importante comentar que, con su trabajo, el ingeniero especialista en estructuras participa en todas las construcciones en donde el ser humano desarrolla sus actividades en esta época moderna, ya que se vive y se trabaja en casas, edificios, fábricas; se realizan actividades de diversión como ir al teatro, a centros deportivos o religiosos; cuando se hace un viaje, se utilizan caminos, autopistas y puentes, también es posible abordar un barco en un muelle o un avión sobre una pista de despegue; el agua para beber llega a través de acueductos; se compran productos del campo, cuyos cultivos fueron regados por algún sistema, etc. En todos los ejemplos mencionados aparecen obras que requieren de estructuras para soportar las cargas para las que son solicitadas. Desde luego, estas estructuras deben estar debidamente diseñadas para que las actividades se puedan realizar de manera adecuada.

Una *estructura* se identifica como algo que constituye el interior de un objeto o ser viviente pero que soporta peso, es decir, recibe y transmite cargas, las cuales tienen una naturaleza especial; en ese sentido,

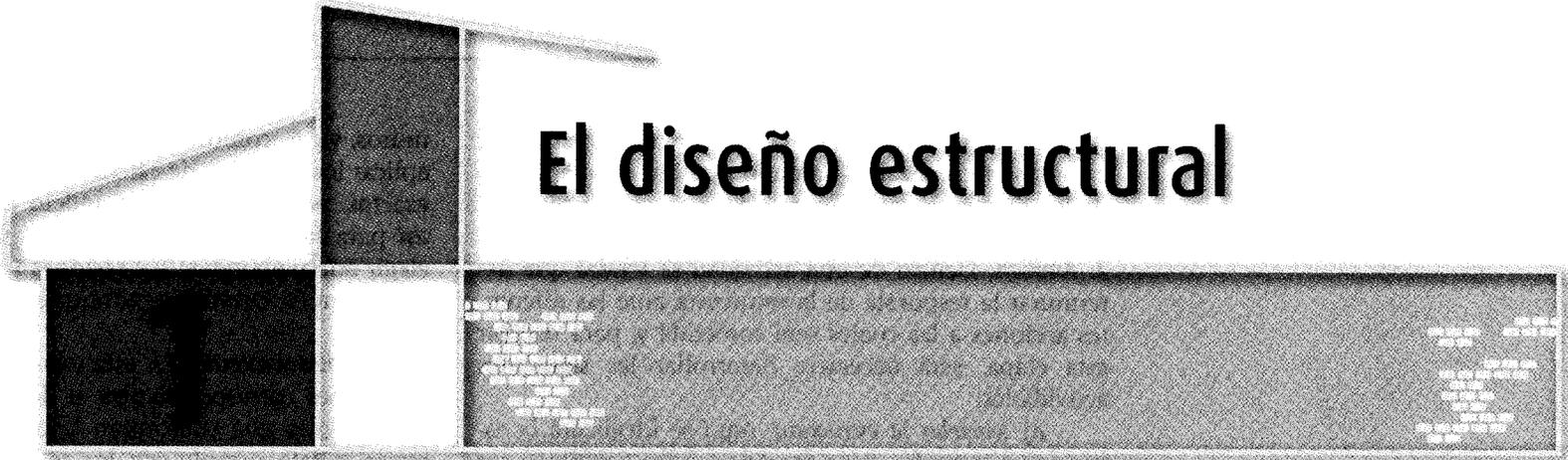
existen estructuras naturales como lo son el tronco y las ramas de los árboles, el cascarón de un huevo, el esqueleto humano, etcétera.

Desde hace muchos años el hombre ha aprendido a construir estructuras que abarcan un amplio rango de aplicaciones, tales como: recipientes para contener líquidos, viviendas, caminos, mercados, edificios, estadios, etc., que sirven para atender una necesidad de adaptabilidad, pero además deben realizar su función con seguridad, comodidad, buena apariencia y óptima utilidad.

Un buen diseño estructural requiere entender cómo se sostiene la estructura así como la forma en la que absorbe y transmite las fuerzas; asimismo, es necesario conocer la resistencia y demás propiedades de los materiales con los cuales se construirá la estructura.

Todas las estructuras tienden a deformarse, a sufrir agrietamientos, a tener algún tipo de asentamiento, pero debe existir un criterio ingenieril adecuado para establecer los márgenes de seguridad necesarios que nos llevarán a un buen diseño.

El objetivo de este trabajo es establecer los criterios más comunes para el cálculo y diseño de estructuras, fundamentalmente a base de muros de carga y sistemas de losas de concreto reforzado o sistemas de viguetas y bovedillas.



El diseño estructural

OBJETIVOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural se define como un conjunto de actividades a desarrollar para determinar las características físicas de una estructura, de manera que sea posible garantizar la absorción de las cargas a las que va a estar sujeta en las diferentes etapas de su vida útil sin sufrir daño alguno; es decir, la función adecuada de una estructura en condiciones de servicio.

Una obra determinada se debe concebir como un sistema global, el cual, a su vez, está integrado por un conjunto de subsistemas que es necesario combinar en forma precisa para cumplir con la función a la que fueron destinados. Todos estos subsistemas deben interactuar de tal manera que en el diseño tomen en cuenta la relación existente entre ellos y así, logren el objetivo final del diseño estructural, el cual es *producir estructuras que den un mejor rendimiento*, es decir que sean seguras, económicas, funcionales y duraderas.

Por lo general, el encargado de este diseño trabaja tratando de satisfacer el proyecto arquitectónico y muchas veces no toma en cuenta los diferentes subsistemas (como instalaciones, acabados, etc.) lo que lleva a la postre a corregir sobre la marcha los diseños, provocando incluso alteraciones importantes en las especificaciones; por lo tanto, es necesario que el proyectista conozca con profundidad su trabajo y

tome en cuenta, en sus diseños, todo lo necesario para hacerlos correctamente.

PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Sin afán de considerar que la metodología aquí presentada sea estrictamente la única y exclusiva, se sugiere una serie de aspectos que sintetizan los pasos a seguir en un proceso de diseño estructural, como se observa a continuación:

1. Estructuración
2. Análisis
 - a) Modelación
 - b) Determinación de las acciones de diseño
 - c) Obtención de los elementos mecánicos de diseño
3. Dimensionamiento

1. Estructuración. En esta fase del diseño se eligen los materiales que compondrán la estructura para así conocer el peso de la misma y sus propiedades mecánicas, la forma general de ésta, es decir, el tipo de estructura que en particular esa obra requiere o debe tener. En esta etapa se requiere que el proyectista tenga cierta expe-

riencia y conocimientos de la teoría estructural, ya que es necesario realizar el llamado predimensionamiento de los elementos que compondrán a la estructura.

2. Análisis. Dentro de esta actividad se tendrá que determinar la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones a las cuales será sometida y, para realizar esta etapa, será necesario desarrollar las siguientes actividades:

a) Modelar la estructura. Aquí se idealizará la estructura por medio de un modelo teórico factible de ser analizado por los procedimientos y métodos conocidos de análisis estructural. Para ello, es necesario establecer las propiedades de los materiales y características geométricas de las secciones. Es posible mencionar también algunos modelos clásicos, los cuales se emplean en la modelación de estructuras como son los puentes y los edificios. Ejemplos de estos modelos son: vigas, columnas, losas armaduras, cables, entre otros, los cuales, combinados, forman marcos, vigas continuas, etcétera.

b) Determinación de las acciones de diseño. En esta parte del análisis se determinan las acciones que obrarán en la estructura y, para ello, será necesario conocer los sistemas constructivos, la ubicación de la estructura y en general toda la información que ayude a la determinación de las acciones que puedan, eventual o permanentemente, actuar sobre la estructura, ya que de esta manera se podrá obtener el mayor grado de aproximación en la valuación de las acciones. Es obvio que será necesario recurrir a los códigos y reglamentos existentes en el medio.

c) Determinación de los elementos mecánicos de diseño. Aquí se aplican los diferentes procedimientos y métodos de cálculo para la obtención de las fuerzas internas o elementos mecánicos, tales como las fuerzas axiales, los cortantes, los momentos flexionantes y de torsión, etc., a los que van a estar sometidos los diferentes componentes de la estructura (por ejemplo,

muros, vigas, columnas). Cabe hacer una aclaración, al aplicar los métodos de cálculo se obtendrán resultados exactos, pero sólo para el modelo teórico elegido, no así para la estructura real; de ahí la importancia de elegir adecuadamente las acciones y el modelo que la estructura en cuestión tendrá que soportar.

3. Dimensionamiento. En esta etapa se obtienen las dimensiones correspondientes al detallar los elementos estructurales que conforman la estructura, además se revisa si ésta cumple con los requisitos de seguridad establecidos.

Estos resultados se vacían en los planos constructivos, definiendo en ellos las especificaciones correspondientes. Es importante resaltar la necesidad de transmitir a los constructores la información de los resultados obtenidos en forma clara, precisa y sencilla; es decir, los planos deberán contener toda la información procurando que ésta sea lo mas detallada posible sin olvidar nada, de tal manera que se pueda entender y la obra sea desarrollada según el criterio con el cual se planteó el proyecto.

Una vez que el proyecto está terminado, el siguiente paso es la construcción del mismo, pero en esta fase se tendrá especial cuidado con un aspecto que es fundamental para lograr la calidad de la obra esperada. Este aspecto es la supervisión, ya que ésta será responsable de la buena ejecución de los trabajos a desarrollar, al vigilar y controlar que se cumplan todas las especificaciones y normas que del proyecto resultaron. Es común que en esta última etapa existan descuidos, por lo que se debe ser extremadamente escrupuloso en la verificación del cumplimiento del proyecto en lo tocante a la calidad de los materiales y la propia obra.

Una etapa final es la puesta en servicio, ya que es la culminación de los objetivos que inicialmente se marcaron para atender una necesidad; es decir, realizar una construcción con algún propósito específico.

CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

> Seguridad estructural

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones que, por medio del aprovechamiento óptimo de las propiedades de los materiales y de las técnicas de construcción, den lugar a un buen comportamiento en condiciones normales de funcionamiento, con una seguridad adecuada contra la posible ocurrencia de una falla.

Se ha mencionado que la *estructura* es un subtema dentro del sistema global, donde ésta deberá soportar las cargas que le van a ocasionar deformaciones, desplazamientos, y otro tipo de posibles daños, lo que representa la respuesta de la estructura ante las acciones a las que está sometida.

La respuesta de la estructura está representada por el conjunto de parámetros físicos que describen su comportamiento ante las acciones (figura 1.1). La respuesta, por supuesto, debe estar comprendida dentro de ciertos valores llamados *límites* para, de esta manera, garantizar tanto el adecuado funcionamiento como la estabilidad de la estructura.

Con base en lo anterior, es posible establecer el concepto de *estado límite*, el cual se define como la etapa del comportamiento a partir de la cual la respuesta de la estructura se considera inaceptable. Existen dos estados límite; aquellos relacionados con la seguridad se llaman *estados límite de falla* y corresponden a situaciones de falla parcial o total de la estructura. Por otro lado están los *estados límite de servicio*, que se relacionan con situaciones que afectan el correcto funcionamiento de la estructura, pero que no ponen en peligro la estabilidad de la construcción como pueden ser deformaciones, vibraciones, etc., es decir, efectos que provocan en el usuario inseguridad e impiden el uso confiable de la estructura construida.

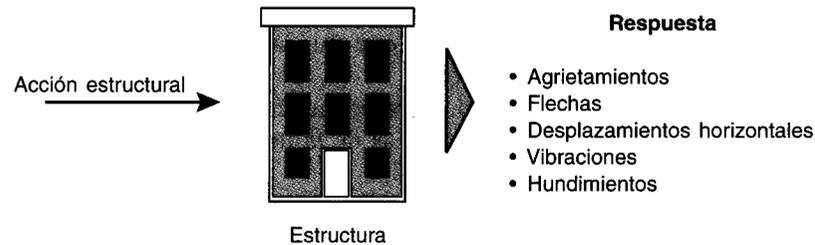


FIGURA 1.1 Acción-respuesta.

En términos de lo anterior se reafirma que el objetivo del diseño estructural es no rebasar los *estados límite*, de los cuales el primero (el de falla) se debe considerar producido por la combinación de acciones más desfavorables durante la vida útil de la estructura, mientras que el segundo contempla que la estructura funcione correctamente ante la acción de las cargas normales de operación.

Respecto a esta situación, los reglamentos marcan los parámetros convencionales basados en el bienestar de los usuarios. Una forma de acercarse a estos parámetros es comparar los efectos internos que actúan en las estructuras con las resistencias correspondientes.

Se define como *resistencia* de un elemento con respecto a un efecto determinado al valor de tal efecto capaz de conducir a la estructura a un estado límite de falla. Puede hablarse de tantas resistencias como estados límite de falla pueden presentarse; por ejemplo, la resistencia a la flexión será el momento flexionante máximo que una sección es capaz de resistir; por lo tanto, es posible hablar también de resistencia al cortante, a la torsión y a la fuerza axial. Así, el estado límite que regirá la falla será aquel que primero se alcance al crecer la intensidad de la acción.

Para impedir que la estructura llegue a un estado límite de falla, el proyectista recurre a factores de seguridad cuyos valores dependen de diversos aspectos como son:

1. La porción de la estructura afectada por la falla.
2. El costo de lo que pueda dañarse en equipo u otros aspectos.
3. El número de personas afectadas por la falla.
4. Las consecuencias de la interrupción del servicio de la estructura.
5. La forma de la falla, dúctil o frágil.

La seguridad se debe ponderar contra el costo de la estructura, para así lograr una confiabilidad adecuada al menor costo posible, especialmente si la estructura se va a repetir muchas veces, es decir, si se van a construir varias edificaciones del mismo tipo.

Los factores de seguridad se fijan en los códigos para los casos más usuales. Sin embargo, el proyectista deberá juzgar, de acuerdo a su criterio, si la estructura que se está analizando no difiere de lo usual para decidir entonces si emplea factores de seguridad mayores. Los valores de diseño de las acciones son especificados por los reglamentos y determinados por razonamientos estadísticos y probabilísticos.

› Criterio reglamentario de diseño estructural

Para tratar de manera adecuada el problema de la seguridad, es necesario plantear el diseño en términos que permitan identificar claramente contra que se quiere o pretende tener seguridad, en dónde se deben aplicar los factores antes mencionados y qué efectos se quieren cubrir. El planteamiento de estados límite es el indicado en este caso, ya que se puede comparar la resistencia de cada estado límite contra la acción respectiva.

Si se manejan correctamente tanto el concepto de resistencia como el de acción se podría llegar a diseñar con un factor de seguridad óptimo, el cual se expresa del siguiente modo:

$$FS = \frac{AR}{AS}$$

donde:

AR = El valor de la resistencia esperada (Acción resistente).

AS = El valor de la acción o carga de servicio (Acción de servicio).

En los reglamentos, por sencillez de presentación, se prefiere definir en forma rígida los factores de seguridad por medio de factores parciales. Esto se debe al número de incertidumbres que aparecen al evaluar las resistencias y las acciones.

En este sentido, los reglamentos manejan las incertidumbres a través de factores de reducción aplicados a los valores de los esfuerzos límite de los materiales y las incertidumbres en las acciones o cargas, a través de los llamados factores de carga.

El planteamiento de los estados límite conduce en forma directa a lo que se denomina *criterio de diseño por resistencia última* (art. 193 del Reglamento de Construcciones del D.F.), en donde se plantea lo siguiente:

$$FR (AR) \geq FC (AS)$$

es decir, las resistencias AR se multiplican por un factor de reducción, llamado generalmente *factor de reducción de resistencia* o *factor de resistencia FR*, el cual genera un valor conservador. En el otro lado de la desigualdad se presentan las fuerzas internas AS obtenidas del análisis y éstas se multiplican por un *factor de carga FC* que toma en cuenta la probabilidad de que el efecto de las acciones adopte un valor desfavorable cuando éstas se combinan.

El factor de resistencia se establece considerando el tipo de falla (frágil o dúctil), la dispersión de los resultados de laboratorio en relación a los teóricos y otros factores. Por ejemplo, la resistencia a la flexión (cuya medida se denomina *momento resistente*) es afectada por un factor de resistencia $FR = 0.9$ debido a

que el estado límite de falla por flexión se alcanza con grandes deformaciones (dúctil) y, además, los estudios de laboratorio reflejan una estrecha relación entre los resultados de las expresiones reglamentarias y los resultados experimentales. En cambio, usualmente los diseños por cortante (fallas frágiles) emplean factores de resistencia menores que los de flexión.

En cuanto al factor de carga, en la mayoría de los casos, magnitudes *mayores* de carga conducen a situaciones de mayor riesgo, siendo el factor de carga *FC mayor* que la unidad. Sin embargo, en otras situaciones (análisis de flotación de estructuras portuarias, estabilidad de muros de contención, succión de techumbres), magnitudes *menores* de carga conducen a situaciones más desfavorables; en tales casos, en consecuencia, se establece un factor de carga *menor* que la unidad.

Es frecuente que una misma estructura deba ser analizada con distintas combinaciones de carga, lo que implica el empleo de más de un factor de carga en su diseño; sin embargo, para la mayoría de los diseños (correspondientes a efectos producidos por las cargas muertas más la acción de las cargas vivas), el factor de carga equivale a $FC = 1.4$. Para este último valor el criterio de diseño se puede enunciar, de una forma muy simple, de la siguiente forma:

“El proceso de diseño consiste en capacitar a un elemento estructural para que resista, cuando menos, a las acciones de servicio más el efecto de una sobrecarga del 40%”.



REGLAMENTOS DE DISEÑO

De lo antes dicho sobre el cumplimiento eficiente de las estructuras, es importante agregar que, en gran medida, un buen proyecto se atribuye a la experiencia del proyectista y al cabal cumplimiento de las normas establecidas para el efecto.

En este sentido, al conjunto de normas que establecen una serie de disposiciones legales se le denomina *reglamento*, el cual es un documento legal que tiene por objetivo fundamental proteger a la sociedad contra la ocurrencia de un colapso o del mal funcionamiento de las estructuras. Es obvio que el grado de protección no es absoluto, pero deberá tratarse de obtener al máximo posible, es decir, que el proyecto sea congruente con las consecuencias de posibles fallas y el costo que representa aumentar la seguridad.

Los reglamentos, en general, son elaborados por grupos de especialistas y revisados por personas o instituciones interesadas; por lo tanto, un reglamento refleja el punto de vista de sus redactores, así como de los conocimientos que se tengan en el momento de su elaboración.

Existen en general dos tipos de reglamentos en lo relativo al diseño estructural:

1. *Reglamentos funcionales*. Son los que fijan los requisitos de seguridad y funcionamiento; el proyectista tiene la libertad para cumplirlos de acuerdo con su criterio y su experiencia.
2. *Reglamentos prescriptivos*. Prescriben en todo detalle los procedimientos que deben seguirse para lograr el grado de seguridad deseado.

En su gran mayoría, los reglamentos de diseño en vigencia son prescriptivos. Además, los reglamentos, dependiendo de su alcance, pueden abarcar diversos aspectos de la ingeniería estructural, ya sea de acuerdo al tipo de estructura o de material. Ejemplos de estos reglamentos se muestran en la tabla 1.1.

Asimismo, existen reglamentos que rigen una gran variedad de aspectos industriales, entre ellos, los estructurales, ejemplo de éstos son las normas alemanas DIN que regulan una gran cantidad de procesos industriales.

En México, existen varios códigos que reglamentan diversos aspectos del diseño estructural; por

TABLA 1.1 Reglamentos de ingeniería estructural

Código ACI	American Concrete Institute
Código AISC	American Institute of Steel Construction
Código AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
Código UBC	Uniform Building Code (proyecto de edificios)
Código CEB	Comité Européen Du Béton (concreto)

ejemplo el *Manual de obras civiles*, editado por la Comisión Federal de Electricidad y la edición en español del código ACI. Sin embargo, el reglamento específico para las construcciones urbanas más frecuentemente empleado es el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), que además sirve de modelo para reglamentaciones en lugares del interior de la República Mexicana.

El RCDF vigente consta de un cuerpo principal que en su Título VI se refiere a aspectos específicos del diseño estructural. Para abarcar los diversos materiales estructurales fueron emitidas las Normas Técnicas Complementarias (NTC), de fácil actualización desde el punto de vista legal. Estas normas consisten en:

NTC sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.

NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto.

NTC para diseño y construcción de estructuras de acero.

NTC para diseño y construcción de estructuras de madera.

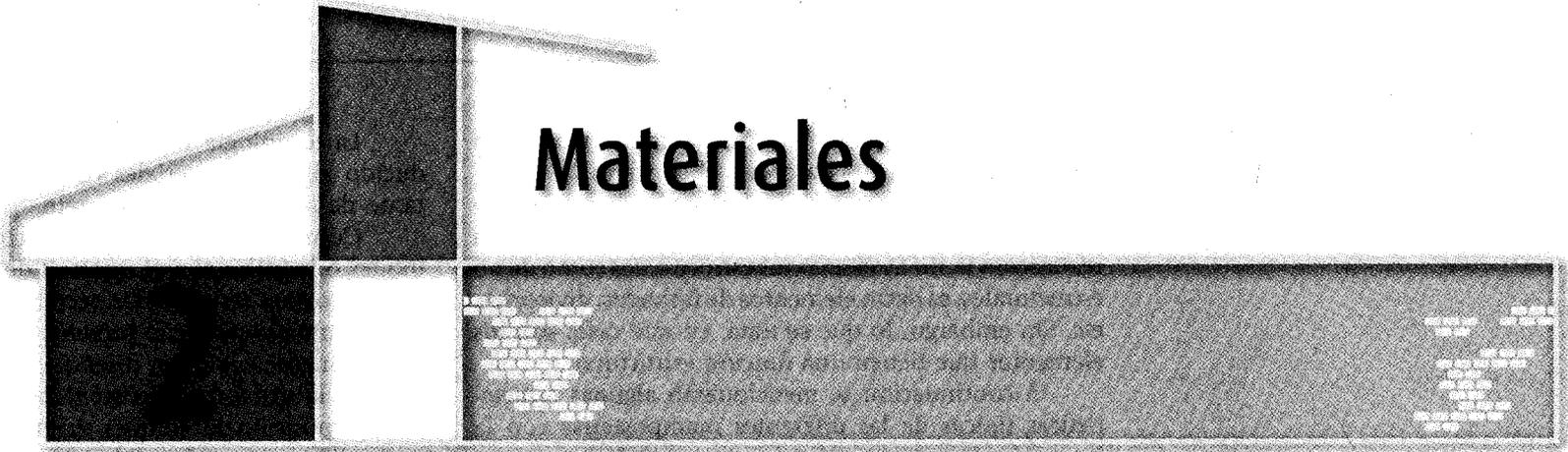
NTC para diseño y construcción de estructuras de mampostería.

NTC para diseño y construcción de cimentaciones.

NTC para diseño por sismo.

NTC para diseño por viento.

El RCDF tiene equivalencia con reglamentos de otros países, lo que permite considerar que el criterio de diseño contemplado en este texto puede ser de consulta en otras partes; por ejemplo, en el caso del concreto está el ACI, en acero, el AISC, etcétera.



Materiales

Es importante conocer las características de los materiales estructurales. Desde luego, hay que aclarar lo que se entiende por material estructural y, en este sentido, al acero, concreto, piedras, tabiques, madera, etc., se les conoce como *materiales estructurales*, que son utilizados en la construcción para soportar las cargas y proporcionar resistencia y estabilidad; por ejemplo, en los edificios de acero o concreto. Otro tipo de materiales que también se usan en la construcción son para los acabados o para la protección contra el intemperismo.

La resistencia es la propiedad más importante del material estructural, ya que es la que define la fuerza que será capaz de soportar un elemento estructural antes de que falle. Usualmente la resistencia se establece en términos de esfuerzo (kg/cm^2 o Mpa).

Luego entonces, se presentarán aspectos importantes de algunos materiales empleados en la construcción.

MAMPOSTERÍA

Se define como *mampostería* al conjunto de elementos pétreos naturales o artificiales (llamados *piezas*), unidos (junteados) por medio de un mortero con el fin de formar una estructura resistente.

A pesar de que el empleo de este material es muy amplio en las edificaciones que se construyen en el país, la metodología que se utiliza y se recomienda en las normas oficiales es simple, es decir, se emplean factores de seguridad altos que en muchas ocasiones no reflejan el comportamiento real de la mampostería.

Es probable que el hecho de que la mampostería se construya en condiciones de control poco rígidas, haya generado que no se tengan conocimientos suficientemente profundos que permitan encontrar métodos de diseño más adecuados. Sin embargo, en México cada día se desarrollan investigaciones que van reafirmando estos conocimientos y, por ende, mejoran la metodología para realizar diseños óptimos.

En la actualidad, la mampostería se emplea en la construcción de viviendas tanto unifamiliares como multifamiliares, siendo las estructuras más altas en este material del orden de cinco niveles, aunque existen algunos casos de mayor altura. También se emplea en la construcción de muros de contención, así como en muros de ornamentación, de división, y en la construcción de cimientos, chimeneas, etcétera.

La mampostería puede ser de piedras naturales (areniscas, basaltos, granito, mármol, etc.), o artificiales (arcillas, concreto, silicio calcáreo, etc.), y su presentación es diversa, por ejemplo al natural, en el caso de piedras,

o en forma de tabiques y bloques, tanto macizos como huecos, en el caso de la arcilla y el concreto.

Contar con alternativas diferentes en lo que corresponde a los tipos de piezas de mampostería permite la realización tanto de elementos estructurales como de no estructurales, es decir, elementos de fachadas, divisorios, etc. Sin embargo, lo que se trata, en este caso, son los elementos que tienen una función estructural.

A continuación se mencionarán algunas características típicas de las diferentes mamposterías con la intención de conocer a fondo sus propiedades.

Después de la tierra, la piedra es el material natural más empleado de todos los utilizados en la construcción. Es razonable suponer que en aquellas áreas donde existían construcciones de piedra, los hogares del hombre primitivo eran meros amontonamientos de piedras. Por otro lado, el descubrimiento de materiales cementantes naturales le permitió al hombre construir paredes que podían ser a la vez más delgadas, más altas y más sólidas.

Como en el caso de la construcción a base de tierra que ha sido usada durante siglos para crear paredes, suelos y tejados, la piedra se adquiere con facilidad, ya que se encuentra en los lechos de los ríos, en minas, canteras y campo abierto, siendo poco factible en el medio, una región que no contenga una cantidad de piedra que pueda ser usada para la construcción.

Hoy en día, se explota poco la construcción a base de piedra. Tal vez esto se deba a que la construcción de piedra es similar a la de tierra, siendo esta última más económica que la de piedra, la que se deja para cimientos, bardas y muros pequeños.

Existe poca información acerca de la tecnología de albañilería de piedra; quizá porque ha sido tradicionalmente guardada como secreto. A lo largo de los siglos los albañiles que trabajan con piedra han conseguido mantener en la industria de la construcción un estatus respetable. Los secretos de su oficio permanecen.

Por otro lado, es obvio que a menor procesamiento de un material, menor el costo del elemento estructural.

La tecnología moderna de construcción ha producido algunos materiales como tabiques y bloques, tanto de tierra como de concreto.

Como dato curioso, se ha encontrado que los tabiques o ladrillos son el material de construcción más adecuado para satisfacer las necesidades de vivienda, ya que su tamaño pequeño presenta gran adaptabilidad a prácticamente cualquier diseño.

En la actualidad persiste el método antiguo y lento de superposición de tabiques, sin embargo, su utilización es amplia por lo que la calidad de la construcción por un lado depende del trabajo del obrero, y de la efectividad de las uniones entre el mortero y los tabiques.

La clave para una colocación correcta de las piezas es que éstas contengan la cantidad adecuada de agua para favorecer al fenómeno capilar que da origen a la trabazón mecánica entre las piezas, ya que éstas son muy absorbentes y si se colocan excesivamente secas absorberán el agua del mortero antes de que se realice la unión entre ambos; por otro lado, si se colocan excesivamente húmedas, se inhibirá la entrada de lechada del mortero en los poros capilares de las piezas, afectándose de este modo la trabazón mencionada.

› Piedras naturales

Al hablar aquí de la piedra no se hace referencia a guijarros ni a pequeños trozos de piedras sino a bloques más o menos grandes, los cuales se emplean para construir diversos elementos estructurales como son los cimientos, las paredes y los muros de contención.

Desde el punto de vista estructural lo que más interesa de las piedras es su peso y dureza y en ocasiones su color; este último caso cuando se habla de elementos que serán usados como decoración.

Es importante conocer las características físicas de las piedras, saber si son quebradizas o no. Dentro de este contexto se clasifican como piedras duras y blandas. En cuanto a las piedras duras, las más conocidas que son

los mármoles, aun cuando en esta clasificación también entran las basálticas, las areniscas, los granitos, etc., que tienen diferente uso constructivo.

Las piedras blandas se identifican con una prueba sencilla, en la cual se toma una muestra de la piedra en duda y se rompe; si los trozos son redondeados la piedra es blanda, si por el contrario los trozos son angulosos con ciertas aristas la piedra es dura.

La forma en que se labra la piedra para su uso determina también el tipo de mampostería resultante. En la mampostería de primera, la piedra se labra en forma de paralelepípedos regulares con su cara expuesta rectangular. Este tipo de mampostería es conocida como *sillería*. En la de segunda, los paralelepípedos tienen forma variable y siguen la configuración natural (veta) del lugar de extracción. En la mampostería de tercera, la piedra se ordena tal y como llega de la cantera, sólo cuidando que la cara expuesta sea plana.

Las aplicaciones actuales de las piedras naturales se circunscriben únicamente a cimientos, muros de contención, muros de fachadas, bardas y chimeneas.

Existen algunas consideraciones para el empleo de piedras naturales en la fabricación de elementos estructurales, por ejemplo:

1. Deben resistir a la intemperie.
2. No deben ser quebradizas.
3. No deben tener grietas ni rajaduras.
4. Deben tener superficie rugosa, áspera para que el mortero agarre bien.
5. De preferencia que los bancos o minas del material no estén muy alejados de la obra ya que esto implicaría un mayor costo.

› Piezas artificiales

Tabiques y ladrillos de barro recocido

Los ladrillos y/o tabiques se clasifican entre los materiales que se obtienen mediante la cocción de arcillas

naturales previamente moldeadas o materiales cerámicos extruidos.

El arte de la cerámica es una de las actividades más antiguas del mundo, nació con la elaboración de diversos objetos de arcilla, como recipientes, piezas de ornato. Así, con el paso del tiempo surgieron los materiales de construcción ofreciendo grandes ventajas. Se sabe que en Sumeria (3000 a. C.) ya cocían los ladrillos.

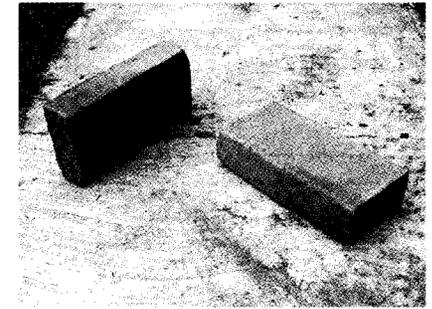
Dentro de los productos utilizados en la construcción, se tiene como uno de los más antiguos la pasta de arcilla mezclada con arena y paja secada simplemente al sol y que en la actualidad se le conoce como adobe, y otro que es la mezcla con agua o varias clases de arcilla sometidas después al fuego. Las arcillas utilizadas para la fabricación de productos cerámicos pertenecen a dos grandes grupos: *arcillas micáceas* y *arcillas caolíticas*, que son más puras. Con frecuencia se añaden a las arcillas otros materiales que mejoran el producto como son: desengrasantes como la arena cuarzosa, cuarcita, bauxita y fundentes como alquitrán, grafito y colorantes.

El tabique es toda pieza destinada a la construcción de muros, por lo general es de forma ortoédrica, fabricado por la cocción de la arcilla y otros materiales. En la actualidad existen tabiques macizos y huecos con diferentes tipos de diseños que dependen del fabricante (figura 2.1).

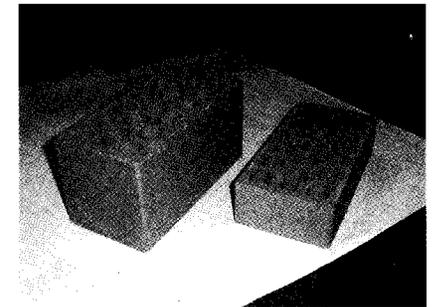
Piezas macizas

El ladrillo macizo es un elemento que puede tener algunas rebajas de profundidad para mejorar la adherencia de la pieza y debe cumplir con ciertas características como son:

1. Ser homogéneo.
2. Estar bien moldeado teniendo aristas vivas.
3. Ser poroso sin exceso para poder tomar el mortero.
4. Tener buena sonoridad al ser golpeado.
5. Que se pueda cortar con facilidad.



a)



b)

FIGURA 2.1 Tipos de piezas de barro recocido a) macizo, b) hueco.

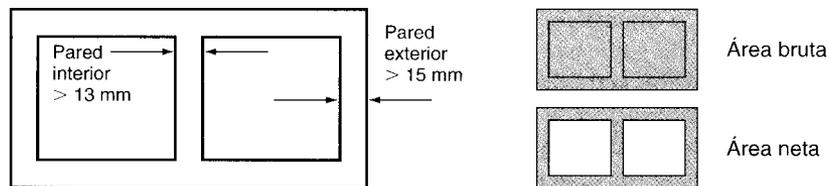
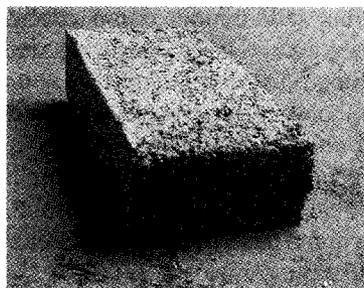
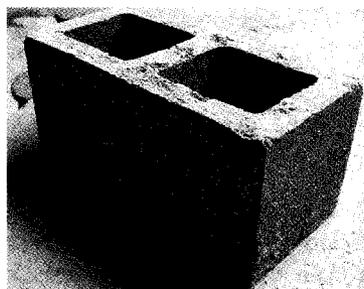


FIGURA 2.2 Pieza hueca y sus dimensiones reglamentarias.



a)



b)

FIGURA 2.3 Tipos de piezas de concreto: a) tabicón, b) bloque.

Para ser considerado macizo, la pieza de mampostería deberá tener un área neta de por lo menos 75% del área bruta, y paredes exteriores que no tengan espesores menores de 20 mm.

Una prueba que puede realizarse en la obra para observar la calidad de las piezas consiste en frotar dos piezas y observar que no se desmoronen. Otra puede ser el golpear la pieza contra un objeto duro, debiendo tener un sonido metálico. Una más es partir un ladrillo y no se deberán observar manchitas blancas ya que esto representa contenido de cal, el cual con el tiempo puede disgregarse al material.

Piezas huecas

Se consideran huecas aquellas piezas que en su sección transversal más desfavorable, el área neta sea de al menos 50% del área bruta (figura 2.2). Las paredes exteriores de las piezas no deberán tener espesores menores de 15 mm. Para piezas huecas que tienen de dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multi-perforadas, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm.

Bloques y tabicones de concreto

El uso de este tipo de materiales para la construcción es cada día más utilizado; este material se compone generalmente de un concreto a base de cemento portland, arena o gravilla fina y también de mortero de cemento y arena según sea el espesor y finura de la piedra que se quiera.

La calidad de una piedra artificial depende de los materiales que la conforman y tiene tantas aplicaciones como se requiera. En la actualidad se utiliza para la fabricación de bloques de construcción de muros o como elementos decorativos o de división.

Los bloques de concreto, por lo común son de dimensiones mayores que las de los ladrillos cerámicos, pueden ser macizos o huecos y su fabricación puede ser a mano o con máquinas. Dependiendo del fabricante es posible encontrar una gran gama de tamaños y formas tanto en piezas huecas como macizas. En la figura 2.3 se muestran diversos tipos de piezas de concreto.

► Propiedades mecánicas de las piezas o unidades

La propiedad mecánica más importante de las piezas componentes de la mampostería es la resistencia a la compresión, la cual se obtiene dividiendo la máxima fuerza que es capaz de resistir una probeta, cuya forma depende del material a probar, entre el área en planta de la muestra para obtener tal resistencia, expresada en unidades de esfuerzo (kg/cm^2 , MPa).

Otra propiedad importante es el módulo de elasticidad, cuya obtención implica el empleo de extensómetros (*strain gages*) mecánicos o eléctricos. Sin embargo, las NTC proponen diversas expresiones para obtener el módulo de elasticidad en función de la resistencia a la compresión.

A continuación se describe el procedimiento para la obtención de las propiedades mencionadas de las piezas de mampostería.

Propiedades mecánicas de piezas de piedra natural

Esta propiedad mecánica puede establecerse sometiendo a compresión núcleos de piedra natural extraídos mediante una broca cilíndrica con borde diamantado.

En la tabla 2.1 se muestran las propiedades mecánicas de algunos tipos de piezas de piedra natural empleados en mampostería.

Resistencia a la compresión de piezas artificiales (tabique y bloques)

Una de las propiedades importantes que se deben conocer de las piezas es la resistencia a la compresión, la cual se realiza ensayando medio ladrillo en posición horizontal y al cual se aplica una carga de compresión; esta pieza debe estar seca, y para impedir la absorción de humedad que puede alterar su resistencia, las super-

TABLA 2.1 Resistencia a la compresión de la piedra natural.

Piedra	Peso volumétrico seco t/m^3	Resistencia a la compresión kg/cm^2	Resistencia a la tensión kg/cm^2	Módulo de elasticidad kg/cm^2
Areniscas	1.75 a 2.65	150 a 3 200	60 a 120	40 000 a 200 000
Basaltos (piedra braza)	2.3 a 3.0	800 a 5 800	200 a 300	100 000 a 300 000
Granito natural	2.4 a 3.2	800 a 3 000	100 a 200	400 000 a 500 000
Mármol	2.4 a 2.85	300 a 3 000	35 a 200	900 000

ficies de apoyo deben pintarse con goma laca, antes de cabecearla (figura 2.4).

La razón de utilizar sólo la mitad de la pieza radica en que las piezas enteras tienen más irregularidades que pueden dar origen a una mayor dispersión de resultados en los ensayos, por lo que es mejor utilizar únicamente la mitad de la pieza.

Esta resistencia se determina sometiendo a compresión muestras representativas de la producción de piezas correctamente cabeceadas con azufre. El esfuerzo resistente f_p de cada pieza se obtiene dividiendo la fuerza máxima resistida entre el área bruta (el producto del ancho por el largo de la pieza) de la superficie cargada. Las NTC para mampostería establecen que la resistencia de diseño f_p^* se obtiene de los resultados de estas pruebas a partir de la siguiente expresión:

$$f_p^* = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5 C_p}$$

donde:

\bar{f}_p = Media de la resistencia a compresión de las piezas.
Cada valor de resistencia se obtiene dividiendo la fuerza resistente entre el área bruta de la pieza.

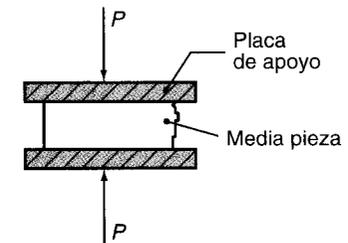


FIGURA 2.4 Prueba de compresión de las piezas de mampostería.

C_p = Coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas. Este coeficiente no se tomará menor que 0.2 para piezas industrializadas que cuenten con un control de calidad certificado, 0.30 para piezas industrializadas que no cuenten con esta certificación o 0.35 para piezas artesanales.

En la tabla 2.2 se muestran los valores indicativos de resistencia a la compresión de piezas de diversos materiales.

Absorción

Otra propiedad fundamental es la absorción, que es la medida de la porosidad, la cual indica la posible filtración a través del ladrillo y la tendencia a su dis-

gregación. Un ladrillo poroso es menos resistente que uno más denso. La calidad de esta pieza se logra con procesos industrializados que, desde luego, varían en las propiedades dependiendo del tipo de barro utilizado en su proceso y horneado.

La prueba de absorción consiste en secar cinco mitades de ladrillos y al enfriarse se pesan. Después se sumergen en agua con temperaturas entre 16 y 30°C durante 24 horas. Una vez transcurrido ese tiempo, las piezas se sacan y se secan con un trapo húmedo y se vuelven a pesar inmediatamente; la absorción se calcula con base en el peso de las unidades secadas por horneado.

La absorción de los ladrillos presenta variaciones que van de 1 a 25%, aunque en general, para un buen ladrillo común, esta absorción estará siempre abajo del 20%.

Es importante aclarar que las diferentes empresas que fabrican piezas tienen sus propias particularidades, es decir, las propiedades pueden ser diferentes, pero todo esto lo expresan en su material promocional.

Durabilidad

La *durabilidad* tiene que ver con los cambios en las condiciones de humedad y temperatura. Esta propiedad se evalúa con una prueba de congelación-descongelación, sometidas a muchos ciclos en condiciones saturadas y varios ciclos de humedecimiento y secado. La pérdida de peso se relaciona con su resistencia.

Estas propiedades indican la calidad de las piezas, ya que los valores de resistencia de éstas, son mayores que la de los elementos de mampostería construidas con el mismo tipo de piezas.

En el caso de bloques de concreto y tabiques extruidos las pruebas son similares a las de las piezas de barro, aunque para estos casos es preferible emplear piezas enteras, ya que los huecos que éstas contienen dificultan la realización de los ensayos. Otra dificultad

TABLA 2.2 Características típicas de algunas piezas artificiales.

Material	Resistencia a compresión f_c (kg/cm ²)	Coeficiente de variación C_p	Peso volumétrico (t/m ³)
Tabique rojo de barro recocido	35-115	10-30	1.30-1.50
Tabique extruido perforado verticalmente	150-430	11-25	1.65-1.96
	310-570	15-20	1.61-2.06
	150-400	11-26	1.66-2.20
Tabique extruido macizo	375-900	5-16	1.73-2.05
Tabique extruido, huecos horizontales	75-80	13-18	1.25-1.32
	50-80	16-30	1.69-1.78
Bloques de concreto:			
Ligero	20-50	10-26	0.95-1.21
Intermedio	20-80	7-29	1.32-1.70
Pesado	70-145	7-28	1.79-2.15
Tabicón	45-120	11-35	1.05-1.60
Silicio calcáreo	175-200	11-15	1.79

para estas pruebas es que se requieren máquinas de una gran capacidad.

► Propiedades mecánicas del mortero de junteo

Resistencia a compresión del mortero

Los morteros empleados en el junteo de piezas de mampostería resultan de la mezcla de arena y agua con un material cementante (cemento, cal y cemento de albañilería).

Las propiedades del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de los elementos de mampostería son su deformabilidad y adherencia con las piezas; asimismo, de la deformabilidad dependen en gran medida las deformaciones totales del elemento y en parte su resistencia a carga vertical.

Es importante que el mortero tenga una trabajabilidad adecuada para que pueda ser colocado de forma tal que permita el asentamiento correcto de las piezas, para evitar concentraciones de esfuerzos y excentricidades.

La adherencia entre el mortero y las piezas es fundamental para la resistencia por cortante del elemento. Se ha encontrado que esta adherencia se logra en gran medida por un efecto mecánico que ocurre al absorberse la lechada que penetra en los poros de las piezas. Al endurecerse la lechada se forman cristales que generan la trabazón mecánica entre ambas piezas.

La resistencia a la compresión de los morteros se determina mediante una prueba de compresión. Para esta prueba se fabrican probetas de mortero en forma de un cubo de 5 cm de lado, empleando la misma proporción de mezcla a utilizarse en la obra y de preferencia fabricados por el mismo albañil. En la obra es obvio que no se tiene el mismo control, por lo tanto, los resultados se presentan con más dispersión debido a la posible alteración del proporcionamiento de la mezcla.

El esfuerzo resistente f_j de cada cubo se obtiene dividiendo la fuerza máxima resistida entre el área de la superficie cargada. En tanto, la resistencia de diseño f_j^* se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$f_j^* = \frac{\bar{f}_j}{1 + 2.5 C_j}$$

donde:

\bar{f}_j = Media de la resistencia a compresión de tres muestras, cada muestra de al menos tres cubos de mortero.

C_j = Coeficiente de variación de la resistencia, que en ningún caso será menor que 0.2.

El criterio anterior también se aplica para obtener la resistencia de diseño del concreto empleado en el relleno de celdas de piezas perforadas (llamado "concreto líquido" cuando contiene agregados finos y una elevada relación agua/cemento).

Las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para mampostería imponen adicionalmente algunos requisitos, de los cuales los más importantes son los que se refieren a la resistencia mínima de los morteros de junteo y del concreto de relleno. Dichas resistencias deberán ser de 40 kg/cm² para el mortero y de 125 kg/cm² para el concreto de relleno.

En la tabla 2.3 se muestran los proporcionamientos típicos de mortero de junteo y sus respectivas resistencias f_j^* de diseño.

Recomendaciones del RCOF y sus normas técnicas para los morteros

1. Su resistencia en compresión no será menor de 40 kg/cm².
2. La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.

TABLA 2.3 Proportcionamiento y resistencia de diseño a la compresión de diversos tipos de mortero.

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena	f'_d en kg/cm ²
I	1	—	0-¼	No menos	—
	1	0 a ½	—	de 2.25	125
II	1	—	¼-½	ni más de	—
	1	½ a 1	—	3 veces la suma de	75
III	1	—	½ a 1 ¼	cementantes en volumen	40

TABLA 2.4 Propiedades mecánicas de mampostería de piedra natural.

Resistencia a la compresión y cortante de piedras naturales. Mampostería de tercera (piedra no labrada).		
Tipo de mortero	f'_m	v_m
Mampostería juntada con mortero de resistencia en compresión no menor de 50 kg/cm ²	20 kg/cm ²	0.6 kg/cm ²
Mampostería juntada con mortero de resistencia a compresión menor de 50 kg/cm ²	15 kg/cm ²	0.4 kg/cm ²

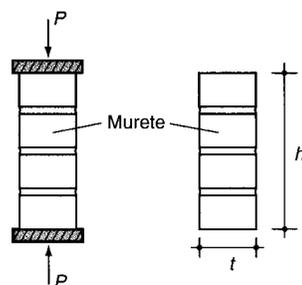


FIGURA 2.5 Ensayo a compresión de pilas.

- La resistencia se determinará según lo especificado en la norma oficial mexicana (NOM C 61).
- Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

► Propiedades mecánicas de la mampostería

1. Mampostería de piedra natural

Resistencia a compresión y cortante de mampostería de piedra natural. En ensayos desarrollados sobre probetas cúbicas de aproximadamente 40 cm por lado se han encontrado resistencias a la compresión del orden de 200 kg/cm² para mampostería de primera y 120 kg/cm² para mampostería de segunda. Sin embargo, la dispersión de los resultados hace que se deban aplicar coeficientes de resistencia F_R muy elevados. En la tabla 2.4 se muestran los valores de propiedades mecánicas que sugieren las NTC para mampostería de piedra natural. Estos valores ya están afectados por el factor de resistencia, de manera que éste no debe considerarse nuevamente en expresiones de predicción de resistencia.

2. Piezas artificiales

Resistencia a compresión de la mampostería de piezas artificiales. La forma más común para determinar la resistencia a compresión de la mampostería y por lo tanto la más confiable, es ensayar pilas formadas con las piezas del tipo de mampostería a emplear en la construcción, juntadas con mortero.

El reglamento establece el procedimiento estándar para calcular el esfuerzo a compresión resistente, proponiendo el ensayo de pilas con una relación altura espesor del orden de cuatro ($h/t = 4$), realizando por lo menos nueve pruebas en este tipo de muretes para dar confiabilidad a los valores obtenidos.

Los resultados de las pruebas presentan dispersión, por lo que se aplican procedimientos estadísticos que proporcionan valores confiables. El valor nominal de diseño en compresión es:

$$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5 C_m}$$

donde:

\bar{f}_m = Esfuerzo promedio de todos los ensayos.

C_m = Coeficiente de variación de la muestra.

Módulo de elasticidad. El módulo de elasticidad se obtiene aplicando fuerza de compresión en etapas sucesivas y midiendo la deformación unitaria mediante extensómetros mecánicos o eléctricos (*strain gages*). Sin embargo, las NTC para mampostería proponen el empleo de las siguientes expresiones para establecer esta propiedad en función de la resistencia f_m^* de diseño a la compresión de la mampostería respectiva.

Para mampostería de bloques y tabiques de concreto:

$E = 800 f_m^*$ para cargas de corta duración.

$E = 350 f_m^*$ para cargas sostenidas.

Para tabiques de barro:

$E = 600 f_m^*$ para cargas de corta duración.

$E = 350 f_m^*$ para cargas sostenidas.

Resistencia a cortante de la mampostería. El valor del esfuerzo cortante resistente v_m^* de la mampostería se obtiene en ensayos de muretes aproximadamente cuadrados conteniendo en cada hilada cuando menos una pieza y media sometidos a fuerzas diagonales (figura 2.6).

El reglamento sugiere que se realicen un mínimo de nueve ensayos de los cuales se obtendrá el esfuerzo resistente en cada prueba mediante la expresión:

$$v_m^* = \frac{P_R}{Db}$$

en la cual:

v_m = Esfuerzo cortante resistente de la mampostería empleada.

P_R = Fuerza diagonal resistente sobre murete.

D = Distancia diagonal en murete.

b = Espesor de murete.

TABLA 2.5 Valores indicativos de resistencia f_m^* de diseño a compresión de algunas mamposterías.

Resistencia de diseño a compresión de la mampostería f_m^* para algunos tipos de piezas, sobre área bruta			
Tipo de pieza	f_m^* en kg/cm ²		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido ($f_p^* > 60$ kg/cm ²)	15	15	15
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* > 120$ kg/cm ²)	40	40	30
Bloque de concreto (pesado) ($f_p^* > 100$ kg/cm ²)	20	15	15
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* > 100$ kg/cm ²)	20	15	15

TABLA 2.6 Valores indicativos de resistencia de diseño f_m^* para piezas de barro.

Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de barro (f_m^* en kg/cm ² sobre área bruta)			
f_p^* (kg/cm ²)	f_m^* en kg/cm ²		
	Mortero tipo I	Mortero tipo II	Mortero tipo III
60	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

(Para bloques y tabiques de concreto con una relación altura espesor no menor de 0.5)

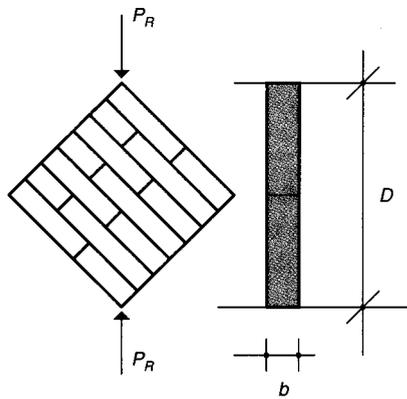


FIGURA 2.6 Ensayo a compresión diagonal de murete.

Una vez realizadas las pruebas, se determinará el valor del esfuerzo resistente v_m^* del lote de muretes ensayado a partir de la siguiente expresión:

$$v_m^* = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5 C_v}$$

donde:

\bar{v}_m = Promedio de los esfuerzos resistentes de los muros ensayados.

C_v = Coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados que no se tomará menor que 0.20.

Valores indicativos. En la tabla 2.7 se muestran valores indicativos de la resistencia de diseño v_m^* para algunos tipos de mampostería.



CONCRETO

El *concreto* es el material que con mayor frecuencia se utiliza en la construcción de múltiples y diversas

edificaciones, tanto en nuestro país como en el resto del mundo. Dadas sus características, este material es especial ya que ofrece la oportunidad de cambiar sus propiedades, de ahí la importancia de aprender todo lo posible sobre el concreto.

Una de las situaciones por las que amerita estudios más detallados es que la mayoría de la gente que tiene que ver con el concreto no está debidamente informada; por ejemplo, se desconoce que la calidad del concreto puede afectarse durante el proceso de su fabricación, esto es, en el mezclado, colocación, curado, transporación, etcétera.

El concreto, como se sabe, es una mezcla de varios materiales: cemento, agua, agregados finos (arena) y gruesos (grava). A la arena y a la grava se les denomina *agregados inertes* y son utilizados en la mezcla para disminuir la cantidad de cemento y, de esta manera, obtener un producto más económico.

Al agua y al cemento se les denomina *agregados activos*, ya que al unirse provocan una reacción química que produce el fraguado, el cual no es más que el proceso de endurecimiento de la mezcla hasta llegar a la solidez.

La característica más importante del concreto es su alta capacidad a la compresión, pero no a la tensión. Sin embargo, esta deficiencia se corrige con la introducción de un material que absorbe las tensiones, como el acero de refuerzo, cuya combinación produce un material óptimo para la construcción de elementos estructurales que se llama *concreto reforzado*.

Para adentrarse un poco más en el conocimiento de lo que es este material, a continuación se estudiarán las características de sus componentes.

► Cemento, agregados

El *cemento* se define como un material con propiedades adhesivas y cohesivas las cuales dan la capacidad de aglutinar otros materiales para formar un todo, sólido

TABLA 2.7 Valores indicativos de resistencia de diseño a compresión diagonal v_m^* para algunos tipos de mampostería.

Esfuerzo cortante resistente de diseño v_m^* para algunos tipos de mampostería sobre área bruta		
Pieza	Tipo de mortero	v_m^* (kg/cm ²)
Tabique de barro recocido ($f_p > 60$ kg/cm ²)	I	3.5
	II y III	3.0
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p \geq 120$ kg/cm ²)	I	3.0
	II y III	2.0
Bloque de concreto pesado ($f_p \geq 100$ kg/cm ²)	I	3.5
	II y III	2.5
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p \geq 100$ kg/cm ²)	I	3.0
	II y III	2.0

y compacto. En el ramo de la construcción, el término cemento se entiende como el material que aglutina a otros, siendo éstos: piedras, tabiques o bloques, grava y arena para, de esta manera, formar un concreto.

El uso de este material se remonta a la antigüedad. Desde la época de los egipcios, griegos y romanos se aprendió a mezclar cal con agua, arena y piedra triturada, por lo que se dice que este tipo de producto fue el primer concreto de la historia. En la actualidad, está perfectamente establecido el uso del cemento, y el más común se denomina *Portland*.

El cemento se obtiene a partir de la mezcla de materiales calcáreos y arcillosos, así como de otros que contengan sílice, aluminio y óxidos de fierro. El proceso de fabricación del cemento consiste en moler finamente la materia prima, mezclarla en ciertas proporciones y calcinarla en un horno rotatorio de gran dimensión, a una temperatura de 1 400°C, donde el material se sintetiza y se funde parcialmente formando esferas conocidas como *clinker*, que, cuando se enfría el material, se trituran hasta lograr un polvo fino al que se le añade un poco de yeso para obtenerse, como producto final, el cemento Portland, el cual, en la actualidad, es usado en todo el mundo. Cabe aclarar que también existen otros tipos de cementantes, como los cementos naturales y los cementos de alta alúmina.

El cemento Portland debe su nombre a la semejanza en color y calidad con la piedra de Portland, una caliza obtenida de una cantera en Dorset, Inglaterra. Este cemento empezó a ser desarrollado por Joseph Aspin en 1824.

Hoy en día, este material se ha convertido en un elemento primordial en la construcción de edificaciones de diversa índole, propiciando grandes obras que, a lo largo y ancho del mundo, es posible observar.

El cemento más común que se emplea actualmente en la fabricación de concretos, morteros y otros elementos es el denominado cemento Portland. No obstante, también existe el cemento Portland puzolana, empleado para casos especiales.

La definición del cemento Portland, según la Norma Oficial Mexicana dice que es un conglomerante hidráulico que resulta de la pulverización del clinker frío, a un grado de finura determinado al cual se le añaden sulfato de calcio natural o agua y sulfato de calcio natural. El cemento Portland puzolana, además tiene puzolana que le imparte un calor de hidratación moderado. La cantidad de puzolana constituirá de 15 a 40% del peso del producto. A opción del productor pueden utilizarse coadyuvantes de molienda que no sean nocivos para el comportamiento posterior del producto, para impartir determinadas propiedades al cemento (NOM-C-1 y NOM-C-2).

Existen varios tipos de cemento dependiendo de su uso específico; en relación con su color se encuentran los cementos grises y blancos.

A continuación se muestra una clasificación general para diferentes tipos de cementos de acuerdo con su propósito específico (tabla 2.8).

Cemento tipo 1 (Para todos los propósitos). Este tipo de cemento se usa para mezclas de concreto en donde no se requiere de propiedades especiales, sobre todo cuando los elementos estructurales no están expuestos a la acción de sulfatos.

Cemento tipo 2 (Resistente a los sulfatos). Este cemento tiene un propósito más específico. Su uso se recomienda en estructuras que van a estar expuestas a la acción de cantidades no muy importantes de sulfatos.

Cemento tipo 3 (De resistencia rápida). Este cemento logra alcanzar la resistencia en poco tiempo (una semana o quizá menos) y permite optimizar tiempos de construcción. Se usa en pisos, caminos, banquetas, etcétera.

Cemento tipo 4 (De baja temperatura de hidratación). Este tipo de cemento se usa primordialmente en estructuras masivas, tales como presas, donde las temperaturas que se desarrollan durante el fraguado puedan dañarlas.

Cemento tipo 5 (De alta resistencia a los sulfatos). Se usa en estructuras expuestas a la acción de sulfatos

TABLA 2.8 Diferentes tipos de cemento.

Tipo	Características
1	Todo propósito
2	Resistentes a sulfatos
3	Resistencia rápida
4	Bajo calor de hidratación
5	Resistencia a la acción de sulfatos pesados

como, por ejemplo, el agua del subsuelo que tiene gran contenido de este material.

Desde luego, es importante comentar que las propiedades de cada uno de los elementos integrantes del cemento afectan las características propias del mismo.

Agregados inertes

Estos agregados, denominados *agregados inertes finos y gruesos*, son de tipo mineral y ocupan aproximadamente 70% del volumen total de la mezcla de concreto. Su objetivo principal es lograr una disminución en la cantidad de cemento a utilizar, lo cual da como resultado una mezcla más económica, ya que estos materiales son más baratos. Además, dado el volumen que ocupan en la mezcla, conocer sus características y calidad es de suma importancia.

No obstante, la economía no es la única razón para utilizar agregados, ya que además proporcionan al concreto ventajas técnicas, dándole una mayor estabilidad volumétrica y durabilidad que las proporcionadas por el cemento solo.

El tamaño de los agregados utilizados en el concreto varía desde algunos centímetros hasta partículas muy pequeñas de décimas de milímetro. Por otro lado, el tamaño máximo que se usa también es variable, pues en cualquier mezcla se incorporan partículas de diversos tamaños. A la distribución de las partículas según su tamaño se le llama *granulometría*.

Para fabricar concreto de buena calidad es común incluir agregados que entren en dos rangos de tamaño como máximo. En el caso del agregado fino (arena) el tamaño no debe ser mayor de 5 mm y en el del agregado grueso (grava), mayor de 5 mm.

Los agregados en general son de materiales naturales; sin embargo, estos últimos se pueden fabricar con productos industriales que, en términos generales, pueden ser más ligeros o más pesados.

Grava (agregado grueso). La *grava* se compone de guijarros de diversos tamaños que suelen encontrarse en depósitos. Proviene de rocas duras, por lo que sus propiedades dependen de la roca original. La grava se encuentra en abundancia en México y, de acuerdo con la necesidad de empleo, este material se puede requerir en diferentes dimensiones que varían de 1, 2 hasta 5 cm.

Arena (agregado fino). Debe garantizarse que este material provenga de rocas disgregadas por la acción del tiempo y del intemperismo y que no tenga residuos de tierra, ya que esto afectaría su trabajo en la elaboración del concreto.

Está claro que la resistencia a la compresión del concreto no puede ser mucho mayor que la de los agregados, aunque no es fácil establecer cuál es la resistencia de las partículas individuales.

El hecho de que la resistencia de los agregados no sea la adecuada, no representará un factor limitante, puesto que las propiedades de los agregados influyen hasta cierto punto en la resistencia del concreto.

Si se comparan concretos hechos con diferentes agregados se observará que la influencia de éstos es cualitativamente la misma, sin tomar en cuenta ni las proporciones de la mezcla ni el sometimiento del concreto a pruebas de tensión o compresión.

No es común determinar el módulo de elasticidad de los agregados, aunque éste afecta la magnitud de la fluidez y contracción que pueda lograr el concreto.

Por otro lado, la adherencia entre la pasta de cemento y los agregados es un factor importante para la resistencia del concreto, especialmente la resistencia a flexión. La adherencia se debe, en parte, a que el agregado y la pasta se entrelazan debido a la aspereza de la superficie del primero, es decir, el agregado tiene una superficie más áspera, como la de las partículas trituradas. La determinación de la calidad de adherencia de los agregados es muy difícil y no existen pruebas aceptadas.

Un detalle muy importante en los agregados es su almacenamiento, es decir, se deberá hacer un esfuerzo para mantener el contenido estable con respecto a la humedad, ya que esto es una de las causas más frecuentes de la pérdida de control de la consistencia del concreto, medida a partir del revenimiento.

› Mezclas

Mezclar tiene como objetivo recubrir todas las partículas de agregado con la pasta de cemento y combinar todos los componentes del concreto hasta lograr una masa uniforme. La eficiencia de la operación de mezclado radica en los detalles de diseño de la mezcladora o traspaleado, pero la acción de descarga es siempre buena cuando todo el concreto puede volcarse con rapidez, como una masa y sin segregación.

En la actualidad se utiliza el llamado concreto premezclado, el cual se prepara en una planta y se entrega por medio de camiones (revolvedoras) a la obra, ya listo para colocarse.

Una acción fundamental que debe realizarse en la mezcla del concreto es el proceso de compactación, el cual consiste en eliminar el aire atrapado en él. Una forma de lograrlo es picando la superficie del concreto fresco para desalojar el aire y lograr acomodar las partículas adecuadamente, es decir, ocupando los espacios vacíos.

Hoy en día, el sistema más moderno es el denominado *vibrado*, el cual se realiza con una herramienta llamada vibrador. Al utilizar estos vibradores es posible hacer mezclas más secas que las que se compactan a mano.

El diseño de mezclas se resuelve en el proporcionamiento de los ingredientes, incluida el agua, para obtener la resistencia requerida. Las proporciones de una mezcla de concreto se estipulan por peso o por volumen; por ejemplo, una mezcla de 1:2:3 $\frac{1}{2}$, significa una parte de cemento, dos partes de arena y tres y media partes

de grava. Existen varios métodos de diseño de mezclas en libros especializados.

Relación agua-cemento

La resistencia de un concreto de determinada edad que haya sido curado depende fundamentalmente de dos factores:

1. La relación agua-cemento.
2. El grado de compactación.

Debemos recordar que la relación agua-cemento (a/c) determina la porosidad de la pasta de cemento endurecida en cualquiera de sus etapas de hidratación, por lo que la relación a/c, así como el grado de compactación afecta el volumen de cavidades del concreto.

A menor relación agua/cemento mayor será la resistencia del concreto preparado (figura 2.7).

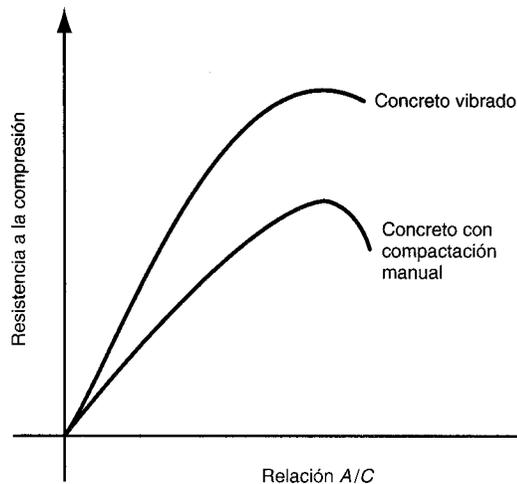


FIGURA 2.7 Influencia del vibrado en la resistencia del concreto.

Las proporciones del concreto deben seleccionarse para lograr el uso de los materiales disponibles para la producción de concreto, con la manejabilidad, durabilidad y resistencias requeridas. Se han establecido relaciones fundamentales que proporcionan guías para aproximarse a las combinaciones óptimas, pero las proporciones finales deben establecerse por medio de pruebas directas y ajustes en la obra.

Para la estimación de proporciones a partir de relaciones establecidas son necesarios algunos datos de laboratorio, es decir, deben determinarse la granulometría, la densidad y la absorción, tanto de los agregados finos como de los gruesos, así como el peso volumétrico. También debe saberse si el cemento es inclusor de aire o no. En este sentido, incluir aire mediante el uso de un cemento con inclusor de aire o un aditivo mejora bastante la trabajabilidad del concreto y su resistencia al intemperismo.

El concreto debe colocarse con la cantidad mínima de agua de mezclado, que sea compatible con su manejo adecuado, ya que de ello dependerá el aprovechamiento en resistencia, durabilidad y otras propiedades.

Para producir un concreto, el proporcionamiento debe seleccionarse:

1. De la consistencia más seca (menor revenimiento) que permita colocarlo eficientemente hasta obtener una masa homogénea.
2. Con el tamaño máximo del agregado disponible, a fin de lograr una mezcla económica y que tenga una colocación satisfactoria.
3. De durabilidad adecuada para resistir el intemperismo y otros agentes destructores.
4. De la resistencia requerida para soportar, sin peligro de falla, las cargas a las que estará sujeto.

Un mezclado completo es esencial para la producción de un concreto uniforme. Por lo tanto, el equipo y los métodos empleados deben ser capaces de mezclar de manera eficaz los materiales componentes del concreto.

Es recomendable controlar tanto el tamaño del agregado grueso, como el revenimiento adecuado, es decir, que sea práctico para el trabajo.

➤ Pruebas en el concreto

Por lo general, todas las ramas de la ingeniería, en especial aquellas que tratan con estructuras y máquinas, conciernen íntimamente a los materiales cuyas propiedades mecánicas deben ser determinadas por medio de ensayos.

Conocer los resultados de los ensayos es muy importante para los ingenieros, aun para los que no se ocupan de la realización de estas pruebas, ya que es fundamental poseer una comprensión general de los métodos comunes de ensaye, así como de lo que constituye un ensaye válido.

También es importante tener idea clara de los aspectos básicos que una prueba requiere, para que los resultados obtenidos reflejen la realidad lo más aproximado que se pueda. En este sentido, es posible establecer los aspectos más importantes que un ensaye debe cumplir:

1. Técnica del ensaye.
2. Principios físicos y mecánicos involucrados en el aparato.
3. Teoría de las mediciones.
4. Variabilidad de los materiales.
5. Interpretación de los resultados.

Es obvio recalcar que el ensaye de laboratorio no debe usarse como sustituto del pensamiento. Antes de emprenderlo, debe entenderse bien el propósito de una prueba de esta naturaleza, y el carácter general de los resultados debe ser previsto. La magia de los ensayos no reside en iniciarlos y esperar lo mejor sino en considerar los resultados como fruto de la planeación cuidadosa e inteligente, así como el arte de resolver las dificultades.

Un experimento o ensaye permanece inconcluso hasta que se comprueba e interpreta. Los ensayos siempre están sometidos a condiciones especiales y los resultados no se pueden informar hasta que se tenga una interpretación práctica. Para el caso del concreto, ya se tienen pruebas perfectamente diseñadas para obtener las características que los proyectistas deben conocer.

Las pruebas más importantes que se realizan en el concreto reforzado son:

1. Características del concreto fresco.
2. Ensaye a compresión del concreto.
3. Ensaye a tensión del concreto.
4. Ensaye de tensión en el acero de refuerzo.

Concreto fresco

Existen varias pruebas que se efectúan en las mezclas para definir sus características y propiedades; sin embargo, en este tema, sólo se tratarán las más comunes que se realizan una vez hecha la mezcla. Dentro de estas características está la *trabajabilidad*, que es una propiedad física del concreto cuya consistencia es tal que puede transportarse, colarse y dársele un acabado con facilidad y sin segregación.

No existen pruebas aceptables para medir directamente la trabajabilidad, Sin embargo, se han hecho intentos por correlacionar la trabajabilidad con algunas medidas fáciles de determinar, y aunque estas pruebas proporcionan información útil, ninguna es del todo satisfactoria.

Prueba de revenimiento

La prueba de *revenimiento* no mide la trabajabilidad del concreto, pero es útil para detectar las variaciones de uniformidad de una mezcla dentro de proporciones determinadas.

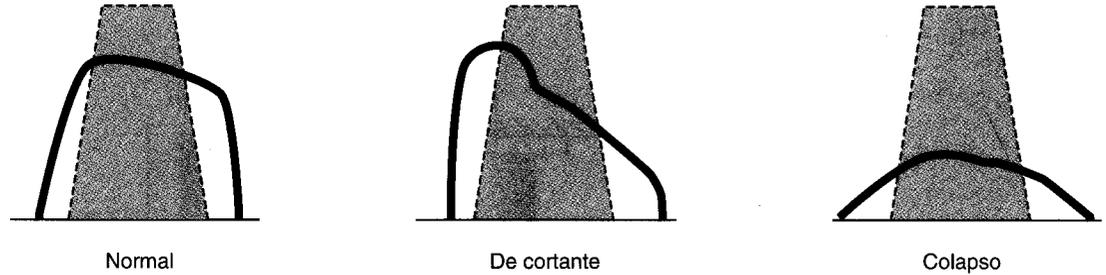


FIGURA 2.8 Diferentes tipos de revenimiento.

Revenimiento (mm)	0-2	25-50	50-100	100-170
Grado de trabajabilidad	Muy bajo	Bajo	Mediano	Alto

Existen normas para la realización de esta prueba. En México, se realiza con un molde de forma tronco-cónica y de 305 mm de altura, que se coloca en una superficie lisa con la abertura más pequeña hacia arriba. El molde se llena de concreto en tres capas, y cada capa se apisona 25 veces con una varilla de acero estándar, de 16 mm de diámetro y de punta redondeada. La superficie final se apisona rolando la varilla sobre ella.

Una vez llenado, el molde se levanta despacio y el concreto se reviene (se disgrega). La disminución del concreto disgregado se llama *revenimiento* y se mide con el molde volteado, desde la parte alta de éste hasta la superficie más cercana de la mezcla (figura 2.8).

De la magnitud del revenimiento del concreto establecido mediante esta prueba, puede ser definido su grado de trabajabilidad. La tabla 2.9 muestra un criterio que indica tanto el grado de trabajabilidad como

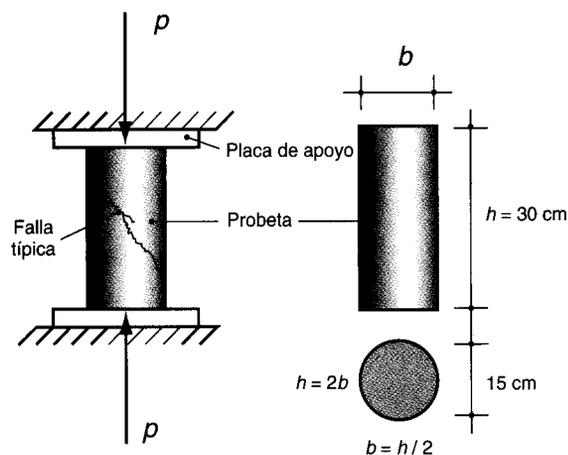


FIGURA 2.9 Ensayo a compresión del concreto.

el estado del concreto al momento de la realización de la mezcla.

A pesar de sus limitaciones, la prueba del revenimiento puede indicar una alteración en la mezcla debido a diversos factores, por lo que se convierte en una advertencia para remediar el problema. Las demás pruebas que se realizan en el concreto son hechas en el laboratorio y, por lo tanto su desarrollo y explicación se deja a los textos especializados.

Ensayo a compresión del concreto

Para lograr transmitir un esfuerzo uniforme en la probeta empleada para la determinación del esfuerzo del concreto es recomendable utilizar una sección circular.

Es común emplear una relación longitud-diámetro de 2 en las probetas que se probarán a compresión. Para otros materiales, la relación varía. Los extremos de la probeta en los que se aplica la carga deben ser planos y perpendiculares al eje de la probeta, por lo que será recomendable realizar lo que se llama cabeceo,¹ general-

1. El cabeceo es el procedimiento que se usa en las pruebas de materiales, y su objetivo es lograr una superficie de contacto perfectamente plana para garantizar que la transmisión de la carga sea uniforme.

mente de azufre. Esto es para no causar concentraciones de esfuerzos y no provocar una flexión producida por una posible excentricidad de la carga aplicada, es decir, se debe tener cuidado para lograr un centrado y alineado de la probeta y la placa de apoyo en la máquina.

De este tipo de pruebas y en el caso específico del concreto, la única propiedad ordinariamente determinada es la resistencia a la compresión (f'_c), aunque en general se determina para materiales frágiles en los cuales ocurren fracturas, obteniéndose la resistencia última fácilmente. En el concreto, la ruptura de la probeta es a lo largo del plano diagonal o también en forma de cono (figura 2.9).

Ensayo a tensión del concreto

No es sencillo determinar la resistencia a tensión del concreto, puesto que es un material frágil y, por lo tanto, se requiere un espécimen cuya forma varíe gradualmente para evitar concentraciones de esfuerzos.

Para ensayar probetas prismáticas de concreto se pegan placas rígidas a los extremos, usando cemento epóxico y aplicando la carga de tensión. Como el cemento epóxico es más fuerte que el concreto, la falla ocurre en la probeta de concreto.

El ensayo común para determinar la resistencia a tensión utiliza un cilindro normal de 15×30 cm, en el cual se aplica una carga de compresión a lo largo de dos líneas axiales con una separación de 180° y la resistencia se calcula como sigue:

$$f_t = \frac{2P}{\pi ld}$$

en donde:

P = Carga máxima aplicada.

l = Longitud de la probeta.

d = Diámetro

➤ Aditivos para concreto

Es común que, en lugar de usar un cemento especial para atender un caso particular, a éste se le puedan cambiar algunas propiedades agregándole un elemento llamado *aditivo*.

Un aditivo es un material diferente a los normales en la composición del concreto, es decir, es un material que se agrega inmediatamente antes, después o durante la realización de la mezcla, con el propósito de mejorar las propiedades del concreto, tales como resistencia, manejabilidad, fraguado,² durabilidad, etcétera.

En la actualidad, muchos de estos productos existen en el mercado, y los hay en estado líquido y sólido, en polvo y pasta. Aunque sus efectos están descritos por los fabricantes, cada uno de ellos deberá verificarse cuidadosamente antes de usar el producto.

Los aditivos más comunes empleados en la actualidad se clasifican de la siguiente manera:

1. Inclusores de aire. Es un tipo de aditivo que, al agregarse a la mezcla de concreto, produce un incremento en su contenido de aire, provocando, por una parte el aumento en la trabajabilidad y en la resistencia al congelamiento, y por otra, la reducción en el sangrado y en la segregación. Algunos de estos productos son: Inclusar LQ, Sika-Aire, Aircon, Fest-Aire, Vinres 1143, Resicret 1144, entre otros.

2. Fluidizantes. Estos aditivos producen un aumento en la fluidez de la mezcla, o bien, permiten reducir el agua requerida para obtener una mezcla de consistencia determinada, lo que resulta en un aumento de la trabajabilidad mientras se mantiene el mismo revenimiento. Además, pueden provocar aumentos en la resistencia, tanto al congelamiento como a los sulfatos y mejoran la adherencia. Algunos de éstos son: Festerlith N, Dispercon N, Densicret, Quimiment, Adiquim, Resecret 1142 y 1146, Adicreto, Sikament, Plastocreto, etcétera.

3. Retardantes del fraguado. Son aditivos que retardan el tiempo de fraguado inicial en las mezclas y, por lo tanto, afectan su resistencia a edades tempranas. Éstos pueden disminuir la resistencia inicial. Se recomiendan para climas cálidos, grandes volúmenes, o tiempos largos de transportación. Algunos de éstos son: Resicret 1142, Durotard, Duro-Rock N-14, Festerlith R, Sonotard, Festard, Retarsol, Adicreto R, Densiplast R, etcétera.

4. Acelerantes de la resistencia. Producen, como su nombre lo indica, un adelanto en el tiempo de fraguado inicial mediante la aceleración de la resistencia a edades tempranas. Su uso se recomienda en bajas temperaturas para adelantar descimbrados. Además, pueden disminuir la resistencia final. Dentro de estos productos están: Rrmix, Festerlith A, Festermix, Secosal, Dispercon A, Rápidolith, Daracel 1145, Sikacrete, Fluimex, etcétera.

5. Estabilizadores de volumen. Producen una expansión controlada que compensa la contracción de la mezcla durante el fraguado y después de éste. Su empleo se recomienda en bases de apoyo de maquinaria, rellenos y resanes. Algunos de estos productos son: Vibrocreto 1137, Pegacreto, Inc 1105, Expancon, Ferticon Imp, Kemox B, Interplast C, Ferrolith G, Fester Growth NM, Ferroset, etcétera.

6. Endurecedores. Son aditivos que aumentan la resistencia al desgaste originado por efectos de impacto y vibraciones. Reducen la formación de polvo y algunos de este tipo son: Master Plate, Anvil-top, Lapidolith, Ferrolith IT, Ferrofest H, Duracreto, entre otros.

También se cuenta con otro tipo de aditivos como son los impermeabilizantes, las membranas de curado y los adhesivos. Dentro de estos productos existen, para los impermeabilizantes: Fluigral Pol., Festegral, Impercon, Sikalite, etc. Para membranas, el Curacreto, Curafilm 1149, Curalit, entre otros y, para los adhesivos que se usan para ligar concreto viejo con nuevo están: Adhecon B, Festerbond Pegacreto, Epoxicreto NV y Ligacret.

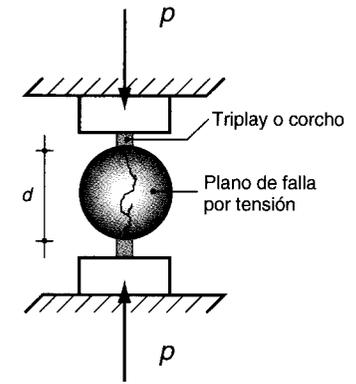


FIGURA 2.10 Ensayo a tensión del concreto.

2. Fraguado. Este término es utilizado para describir la rigidez de la mezcla; en términos generales, el fraguado se refiere a un cambio del estado fluido al estado rígido. Hay que distinguir el fraguado del endurecimiento, ya que éste indica el incremento de la resistencia de una pasta de cemento fraguado.

Dentro de las aplicaciones comunes en donde se utilizan aditivos, se encuentran las siguientes:

- Construcción de cisternas y tanques en las que se emplean impermeabilizantes.
- Para llevar concreto a alturas elevadas por medio de bombeo se pueden aplicar aditivos fluidizantes y/o retardadores del fraguado.
- En la reparación de estructuras dañadas donde se debe ligar concreto viejo con nuevo se utilizan aditivos adhesivos.
- En colados donde las temperaturas son bajas, los aditivos inclusores de aire se usan para obtener concretos resistentes al efecto del congelamiento.
- Para el correcto y eficiente anclaje de equipo y maquinaria se usan aditivos expansores, los cuales proporcionan estabilidad dimensional a las piezas por anclarse.

Es obvio volver a recalcar que el uso de aditivos debe hacerse conociendo, en primera instancia, el re-

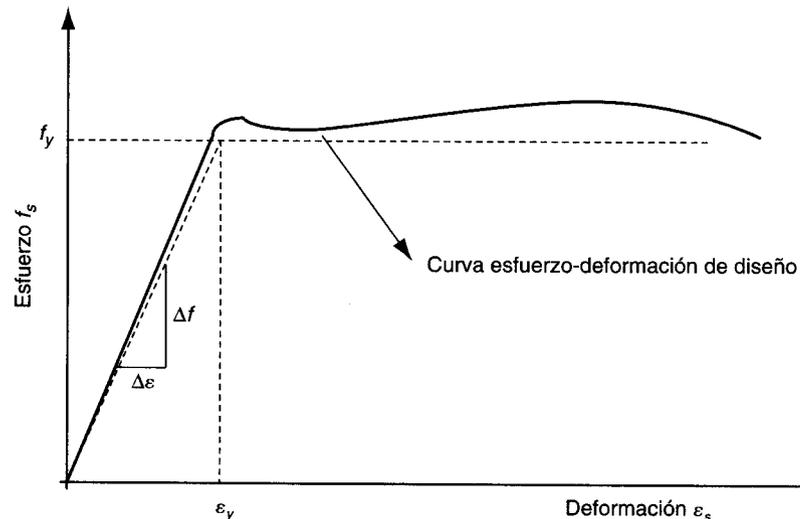


FIGURA 2.11 Gráfica esfuerzo-deformación típica del acero de bajo carbono.

querimiento para, de esta manera, definir de manera adecuada el producto a emplear. También es de suma importancia conocer perfectamente las características del aditivo que se debe utilizar para obtener los resultados esperados.



ACERO DE REFUERZO

El concreto es resistente a la compresión, pero débil a la tensión, por lo que se necesita de un elemento que lo ayude a resistir los esfuerzos de tensión resultantes de la aplicación de las cargas. Este material adicional es el *acero*.

El acero que comúnmente se emplea para reforzar el concreto tiene forma de barra o varilla redonda corrugada. Estas dos presentaciones se fabrican tanto de acero laminado en caliente como de acero trabajado en frío.

Se entiende por varilla corrugada aquella barra de acero especialmente fabricada para usarse como refuerzo del concreto y cuya superficie está provista de rebordes o salientes llamados *corrugaciones*, los cuales inhiben el movimiento relativo longitudinal entre la varilla y el concreto que la rodea.

El acero que se emplea para la fabricación de estas barras o varillas se obtiene de algunos procesos establecidos en las normas oficiales mexicanas, de las que hay que respetar íntegramente las características químicas, mecánicas y dimensionales, además de los requisitos para las corrugaciones.

En general, el tipo de acero se clasifica en grados de acuerdo con su límite de fluencia mínimo, es decir, de 30, 42 y 52 kg/mm², los que se designan, respectivamente, como de grado 30, 42 y 52.

Las pruebas que se realizan en el acero de refuerzo son las de tensión y compresión; sin embargo, la más común es la de tensión ya que la de compresión presenta un problema en su realización debido a la esbeltez de la probeta. La prueba de tensión se lleva

a cabo mediante el ensaye de una probeta de 25 cm de longitud sometida a una carga de tensión hasta la ruptura de la varilla (el diámetro puede ser cualquiera de los conocidos).

De esta prueba, se obtiene la gráfica esfuerzo-deformación, en donde es posible encontrar los elementos que se necesitan conocer de este material.

En relación con su límite de fluencia, éste suele definirse trazando una paralela a la parte recta de la curva esfuerzo-deformación desde un valor de deformación unitaria de 0.002, como se observa en la figura 2.11.

Las propiedades más importantes que se deben conocer del acero de refuerzo son:

1. Módulo de Young o módulo de elasticidad E_s .
2. Esfuerzo de fluencia f_y .
3. Tamaño o diámetro de la varilla.

Con relación a los diámetros y las otras características de las barras que se emplean para refuerzo, las normas oficiales mexicanas establecen tablas en donde se especifican las varillas que son empleadas en México.

Acciones

Para anticipar las diferentes clases de cargas y fuerzas que puedan llegar a actuar en la estructura que se está diseñando, el ingeniero cuenta con la ayuda de los códigos de diseño en donde se especifican, en general, las cargas más usuales para las estructuras. Sin embargo, en ocasiones se tiene que acudir al criterio u otros métodos para la determinación de los valores de las acciones que no son tan comunes y que no se encuentran en las normas. Las magnitudes de estas acciones no siempre se pueden valorar con precisión y, aun cuando así fuera, no es posible protegerse en contra de los valores de las cargas excepto a un costo inaceptable.

Antes del siglo XIX, la mayoría de las estructuras se construían en forma masiva y fundamentalmente resistían su propio peso, teniendo poca importancia las otras cargas, debido a la calidad de los materiales y a la inexistencia del análisis estructural.

En la actualidad es muy importante definir y, por lo tanto, entender qué es una *acción* y qué acciones deben considerarse en el diseño, cómo se clasifican, cuáles son los modelos para analizar sus efectos, cuál es su magnitud y cómo se combinan para, así, poder tomar en cuenta el efecto en su conjunto.

Las acciones se deben a fenómenos físicos complejos, por lo que se requiere de un modelo para evaluarlas. En general, el modelo consiste en representar a estas acciones como sistemas de fuerzas, concentradas, lineales,

distribuidas uniforme o no uniformemente. También el modelo se constituye por deformaciones impuestas, por sistemas de fuerzas equivalentes o por una excitación dinámica, en el caso de acciones dinámicas.

De esta forma, es posible modelar las cargas que actúan sobre los diferentes elementos estructurales con una aproximación aceptable, aunque a veces estas simplificaciones resulten burdas en comparación con el fenómeno real y puedan conducir a errores importantes.



CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

Una de las tareas iniciales del calculista es la de establecer las acciones que afectan la estructura ocasionando en ella efectos significativos. La clasificación de estas acciones puede hacerse con diferentes criterios; sin embargo, el criterio más conveniente es el que clasifica las acciones con base en la duración con la que obran en la estructura, de acuerdo con su máxima intensidad o cercana a ella. Para el efecto, el RCDT las clasifica de la siguiente forma:

1. **Acciones permanentes.** Son aquellas que obran en las estructuras en forma continua y cuya in-

tensidad se puede considerar no variante con respecto al tiempo. Dentro de esta clasificación entran las cargas muertas, que son debidas al peso propio de las estructuras, a empujes estáticos ya sea de tierras, líquidos o granos que tengan un carácter permanente. También se consideran las deformaciones y los desplazamientos impuestos, debidos a efectos del presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos, equipo o maquinaria fijos, etcétera.

2. **Acciones variables.** Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con respecto al tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante periodos grandes. En éste están las cargas vivas, que son las que se originan por el funcionamiento de la estructura y que no tienen carácter permanente, como pueden ser: las personas, el mobiliario y el equipo, los cambios de temperatura, etcétera.
3. **Acciones accidentales.** Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la estructura, pero que toman valores muy significativos sólo durante breves periodos en la vida útil de la construcción. En este tipo, están el sismo, el viento, el oleaje, las explosiones, etcétera.

La anterior clasificación, es decir, los tres tipos de acciones, se consideran variables aleatorias, ya que se presentan distintas incertidumbres al determinar el efecto de dichas acciones sobre las estructuras. Las fuentes de incertidumbre son producto de la variación propia del fenómeno que produce la acción.

Una forma de reducir las incertidumbres es contar con estudios estadísticos para cada diferente tipo de acción a observar, los cuales van a permitir establecer la distribución de probabilidades de dicha variable para poder tener valores más precisos.

Para tomar en cuenta la incertidumbre en el conocimiento de las acciones, los reglamentos especifican valores de diseño que son conservadores, o sea, valores

que tienen una probabilidad pequeña de ser excedidos desfavorablemente. También estos valores especificados en los códigos responden a la experiencia de diseños anteriores o a la de aquellos que realizan estas normas. Dado lo anterior, resulta fundamental que el proyectista tenga conocimiento de los criterios con los que se han determinado las acciones que se emplean en los diseños.

En lo referente a la seguridad estructural, es necesario que todas las cargas que se emplean en el diseño estructural estén determinadas con un criterio coherente, para tener un grado de seguridad adecuado.

En el RCDF se definen los valores de las acciones de diseño que deben emplearse en los análisis, como aquellos que tienen una probabilidad de 2% de ser excedidos durante la vida útil de la estructura (percentil 98). En otros códigos y reglamentos, este valor puede ser diferente.

Por otro lado, se hace necesario que todas las cargas que se emplean en el diseño se determinen con un criterio razonable para tener un grado de seguridad adecuado. Una forma de conocer el valor de las cargas es a partir de modelos probabilísticos, lo que requiere, desde luego, conocimiento del fenómeno físico.

Por lo general, los valores de los distintos tipos de cargas vienen definidos en tablas en los diferentes códigos y reglamentos, y estos valores se derivan de estudios estadísticos que se llevan a cabo después de realizar una serie de ensayos de laboratorio con especímenes que reúnen las mismas características y cuyos resultados generan un histograma en el cual se desarrolla la curva de variación y en el que se observa el concepto denominado percentil (figura 3.1).

Los valores encontrados se denominan valores nominales máximos y mínimos y el RCDF propone que, cuando no se tenga suficiente información para determinar de manera confiable la distribución de probabilidades, se calculen de acuerdo con estudios estadísticos y probabilísticos, siguiendo el criterio reglamentario mencionado anteriormente.

COMBINACIÓN DE ACCIONES

La clasificación que el reglamento establece de las acciones, antes descritas, se hace considerando en forma independiente cada acción, pero también tomando en cuenta que estas acciones deben combinarse dado que, en algún momento, todas pueden actuar al mismo tiempo. Los reglamentos especifican que debe revisarse la seguridad de una estructura para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

La combinación de acciones se debe entender como el efecto conjunto de las mismas actuando a un tiempo en una estructura cuya seguridad deberá revisarse para esta condición.

De acuerdo con lo establecido en el RCDF (art. 188), en la combinación común de acciones intervendrán todas las acciones permanentes, una acción variable con su valor máximo o varias que tengan una probabilidad de ocurrir al mismo tiempo.

En otro tipo de combinación, llamada excepcional, intervendrán todas las acciones permanentes, una acción accidental y las acciones variables que tengan probabilidad significativa de ocurrir simultáneamente cuando actúa la acción accidental. Por lo tanto, en edificaciones comunes las acciones pueden identificarse como:

1. Carga muerta (como acción permanente).
2. Carga viva (como acción variable).
3. El sismo o el viento como acción accidental, aunque no actuando al mismo tiempo, ya que la probabilidad de que esto suceda es casi nula.

Con base en lo anterior, las combinaciones reglamentadas son las siguientes:

Carga muerta + Carga viva (con su máximo valor)

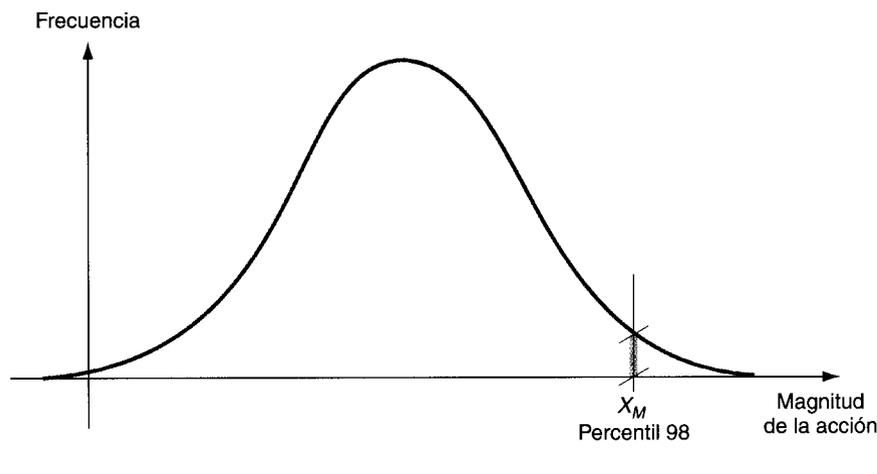


FIGURA 3.1 Función de distribución de probabilidades.

Carga muerta + Carga viva (con valor reducido)
+ Sismo o viento

Cada combinación de acciones constituye un caso para el cual la estructura debe ser analizada, y el dimensionamiento final de los elementos de la estructura se hace con base en los efectos más desfavorables encontrados.

Acciones últimas

El RCDF establece el empleo de unos factores denominados de carga (γ_c), los cuales deberán multiplicar a las combinaciones de acciones calculadas convirtiéndolas en cargas o acciones últimas que se emplearán en el diseño (figura 3.2).

Estos factores de carga toman un valor de 1.4 para la combinación de acciones de cargas muertas más cargas

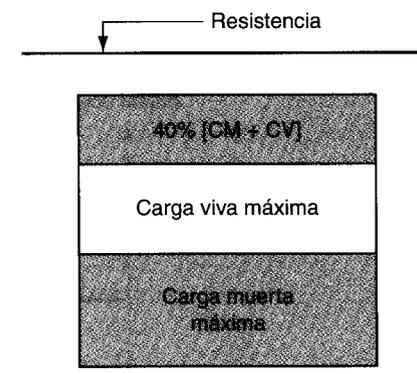


FIGURA 3.2 Primera combinación de acciones.

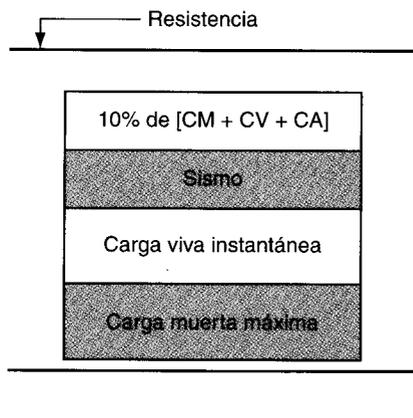


FIGURA 3.3 Segunda combinación de acciones.

vivas en estructuras del grupo B y, para estructuras del grupo A, este factor toma el valor de 1.5.

Para combinación de acciones que incluyan cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales, el valor del factor es 1.1 (figura 3.3).

DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES

La forma de evaluar las cargas está basada en la normatividad que el RCDP (ref. 3.1) establece. Cabe mencionar que, en este capítulo, sólo se valuarán las cargas que aparecen en construcciones habitacionales, particularmente viviendas.

La evaluación de cada acción se hará de acuerdo con lo descrito anteriormente, es decir, cargas permanentes, variables y accidentales.

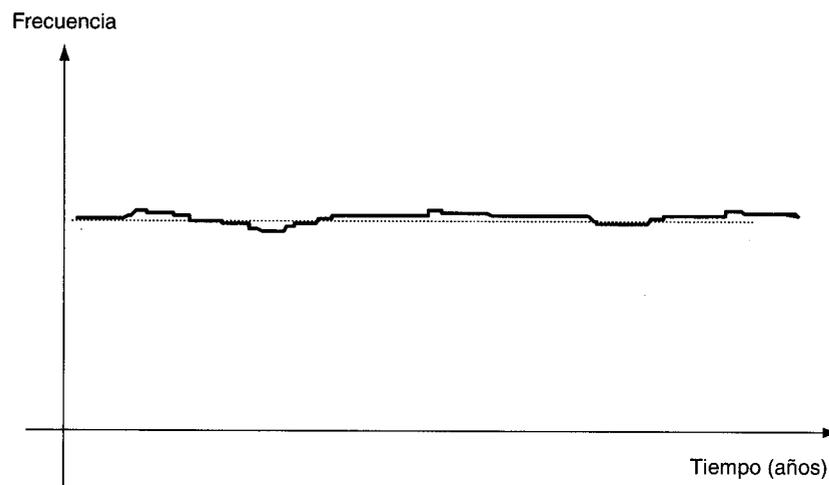


FIGURA 3.4 Gráfica del comportamiento de las cargas permanentes (muertas).

► Cargas permanentes (cargas muertas)

La *carga muerta* se entiende como el conjunto de acciones básicamente derivadas del peso propio de la construcción. Las cargas muertas incluyen el peso de la estructura, muros divisorios, acabados en pisos, muros y techos, la herrería con ventanas, instalaciones y equipo que estará fijo durante la vida útil de la construcción, etc. (figura 3.4).

En general, el cálculo de esta carga no representa mayor problema, ya que se obtiene mediante la multiplicación de los volúmenes de los elementos de la construcción por su peso volumétrico respectivo. Estas cargas se representan comúnmente como cargas uniformes distribuidas de manera lineal o por áreas, o también se representan como concentraciones.

El reglamento y algunos otros códigos presentan tablas de pesos volumétricos de distintos materiales, valores con los que es posible calcular las cargas muertas. Cabe aclarar que, en las tablas, estos pesos volumétricos muestran dos valores, el máximo y el mínimo, por lo que se recomienda siempre utilizar el máximo para reducir las incertidumbres con respecto a su valor real, si no especifica el reglamento otra cosa.

De lo anterior, cabe mencionar que en todo proyecto van a existir elementos estructurales, como losas, vigas, etc., cuyas dimensiones se desconocen, por lo que es necesario definir las dimensiones de tales elementos de manera inicial. A este proceso se le denomina *predimensionamiento*. El predimensionamiento de diferentes elementos se realiza utilizando algunos criterios que los códigos sugieren, pero también sí el proyectista cuenta con suficiente experiencia, podrá proponer de entrada esas dimensiones.

Es necesario hacer esto puesto que se requiere conocer las dimensiones de los elementos estructurales para poder evaluar su peso y, de esa forma, realizar los cálculos respectivos. Sin embargo, una vez realizado el diseño definitivo existe la probabilidad de que las dimensiones propuestas inicialmente no coincidan

con las finales, lo que llevaría a adecuar de nuevo las cargas presentándose el problema del desconocimiento del valor real de las cargas.

También suele suceder que un proyecto arquitectónico no esté completamente detallado, por lo que al realizar el cálculo el proyectista no cuenta con toda la información y tiene que estimar una serie de cargas que no coinciden con la realidad. Para estar siempre del lado de la seguridad, el valor de estas cargas deberá ser alto. Por ejemplo, en una vivienda, el tipo de piso en muchas ocasiones no está definido y para realizar la estimación de la carga muerta de la losa se sugiere considerar un piso pesado, como granito, cerámica u otro. Con esto, se garantiza estar del lado más favorable, ya que probablemente el piso que los usuarios decidan tener sea alfombra.

Otro de los problemas que principalmente se presentan en la estimación del peso de las losas de concreto es la irregularidad derivada del cimbrado, lo que ocasiona huecos, contraflechas, etc. Esto propiciará que el firme que se coloque para nivelar y recibir el piso no tenga en toda el área el mismo espesor, generando zonas en donde se cumpla el espesor calculado y otras donde no.

Para estos casos, el reglamento especifica que en losas de concreto de peso volumétrico normal se aumenten 20 kg/m^2 al peso propio y si se coloca un firme, se deberá agregar una cantidad igual, lo que resulta en una sobrecarga total de 40 kg/m^2 .

› Cargas variables (cargas vivas)

Estas cargas, como ya se dijo, se derivan de la función que tenga la edificación. Por lo tanto, toda carga que no tenga una posición fija dentro de la construcción se considerará como *carga variable*, es decir, carga viva.

Estas cargas de operación están conformadas por la suma de diversos factores que varían con respecto al tiempo, siendo su comportamiento desde estático o

casi permanente hasta un efecto dinámico o de impacto (figura 3.5).

Como se ve, modelar este tipo de cargas resulta muy complejo, pero para fines de diseño se emplean modelos muy simples, como lo son las cargas uniformes y estáticas distribuidas en áreas a las cuales en ocasiones se les agrega alguna carga concentrada.

En general, los reglamentos especifican estas cargas con valores desfavorables para, de esta manera, proteger al usuario de una situación grave ocasionada por la alta probabilidad de que se rebasaran otros valores, menos desfavorables.

En este caso, el RCDP establece, en su artículo 199, una tabla de cargas vivas que deberán emplearse en los diseños y en diversos usos de las construcciones. Además, define tres valores de cargas vivas:

1. *Carga viva máxima (W_m)*. Esta carga se deberá emplear en el diseño estructural de los elementos de una estructura sujeta a la acción de las cargas verticales gravitacionales, así como en el cálculo

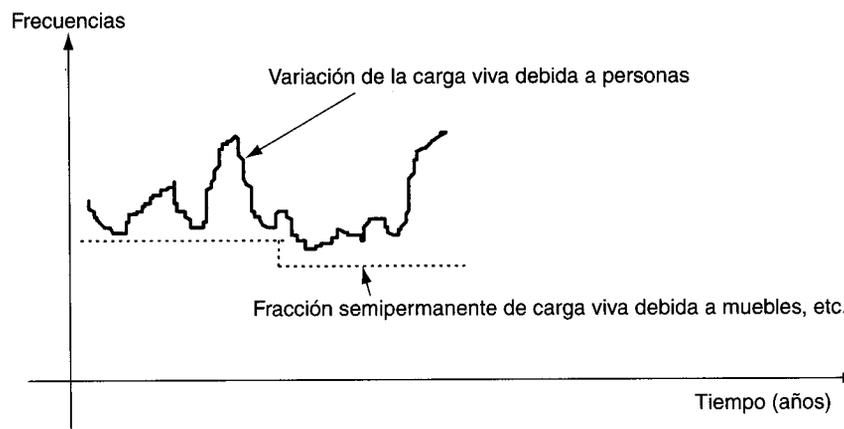


FIGURA 3.5 Gráfica del comportamiento de las cargas variables (vivas).

de asentamientos inmediatos del suelo y en el diseño de las cimentaciones.

2. *Carga instantánea* (W_a). Ésta se empleará para el diseño de las estructuras cuando estén sujetas a la acción del sismo y el viento.
3. *Carga media* (W). Ésta se deberá emplear para el cálculo de asentamientos diferidos, así como para el cálculo de flechas diferidas.

A estas cargas, el reglamento las considera como distribuidas de manera uniforme en el área tributaria del elemento (art. 199). Lo anterior implica que la carga viva toma valores diferentes para cada caso de diseño que se tenga que realizar.

La intensidad de las cargas vivas en las tres modalidades depende de dos factores: el destino del área sobre la que actúa y el tamaño de la misma.

Desde luego, el destino del área es más importante, ya que el tipo de ocupación determina las actividades que se van a realizar en el lugar, definiendo de esta forma las características de las acciones que puedan presentarse.

Uno de los problemas que se presentan en ocasiones es que el destino de los espacios no está bien definido, lo que genera dudas sobre el tipo de cargas que actuarán en tal área y obliga a utilizar las cargas más desfavorables dentro de la operación normal de la construcción.

De lo anterior, surge un comentario importante; el proyectista debe dejar perfectamente plasmadas las condiciones de operación que consideró en sus cálculos, de manera que los usuarios o propietarios las conozcan y quede bajo su responsabilidad cualquier otro uso que se le dé a la edificación y que le llegue a provocar daños.

Por otro lado, cabe comentar que entre más pequeña sea el área en donde se desarrolle la actividad se tendrá una mayor probabilidad de que se presenten cargas vivas muy altas, debido a alguna actividad en particular. Esta probabilidad de ocurrencia disminuye

si el área de trabajo es mayor, ya que se cuenta con mayor espacio para el desarrollo de la actividad, lo que implica que la carga viva disminuya.

Otro comentario importante respecto a la variabilidad de la carga viva es que no necesariamente el empleo de su valor máximo aplicado en toda la estructura es el que provocaría los efectos más desfavorables, es decir, se tendrían que realizar diferentes análisis colocando esta carga en diferentes posiciones para identificar las zonas en donde se generen los efectos más desfavorables y así, mediante este estudio, poder diseñar los elementos.

El RCDF, (6.1.2 NTC criterios y acciones), presenta la tabla de cargas vivas unitarias en kg/m^2 para áreas tributarias no mayores de 36 m^2 y establece que esta carga puede reducirse cuando el área sea mayor, calculándola con la siguiente ecuación:

$$\omega_{cv} = 100 + \frac{420}{\sqrt{A}}$$

Además de considerar otras observaciones que en el artículo mencionado se indican.

› Cargas accidentales

Sismo

De las acciones accidentales, la más importante para el diseño de casa habitación es el *sismo*. El efecto de los sismos en una construcción, a diferencia de las cargas vivas y las cargas muertas, no puede ser estudiado como una acción permanente o semipermanente. En la figura 3.6, puede observarse la forma en que actúa esta sollicitación en relación con el tiempo.

El objetivo del diseño sísmico de las estructuras es lograr las tres características que rigen el buen comportamiento sísmico: *resistencia*, *rigidez* y *ductilidad*. En estructuras de mampostería, como es el caso de una casa habitación, la resistencia es proporcionada por los muros

alineados en cada dirección, que deben resistir la acción completa debida al sismo. Las otras dos características son obtenidas por las propiedades intrínsecas del material, aunque es difícil conciliar rigidez con ductilidad. Al ser la casa habitación un sistema rígido por naturaleza, en realidad no es necesario considerar los daños que sufran los elementos no estructurales debido a los desplazamientos sísmicos. Por desgracia, lo anterior define a la falla sísmica como frágil.

En el diseño sísmico del sistema estructural, es imperativo establecer el valor de las acciones sísmicas producidas por el evento sísmico. A continuación, se mencionan los criterios de valuación de la acción sísmica.

Detección de los sismos. Como se sabe, los sismos de origen tectónico son producidos por la liberación súbita de la energía potencial acumulada entre las placas componentes de la corteza terrestre. Dicha liberación producida en un punto en el interior de la tierra, llamado foco, genera ondas *P*, o de compresión, y *S*, o de cortante, que se transmiten en el medio terráqueo y que sufren reflexiones y refracciones hasta llegar a la superficie, donde dan origen a otros tipos de ondas llamadas de Love y de Rayleigh, en honor a sus descubridores.

Las ondas *P* y *S* son detectadas por aparatos denominados sismógrafos, los que registran los cambios de aceleración en función del tiempo y cuyos registros nos proporcionan las características del sismo:

- Distancia al epicentro, a partir de la longitud en la escala de tiempo del registro de las ondas *P*.
- Magnitudes de las aceleraciones sísmicas en cualquier tiempo t dentro del evento sísmico, incluidos los valores máximos.
- Los valores de los periodos T , característicos del movimiento sísmico del terreno. La digitalización de la señal permite la obtención de esta información. Como más adelante se estudiará, la digitalización de la señal permite también determinar *velocidades* y *aceleraciones* del terreno durante un sismo.
- La duración del evento también mediante la medición en la escala del tiempo de las vibraciones considerables.
- La magnitud del temblor, que es equivalente al tamaño del sismo en su origen.

En la figura 3.7 se observa un acelerograma típico donde está contenida la información mencionada. En realidad, consiste en tres registros de aceleraciones que corresponden a tres direcciones características: norte-sur,

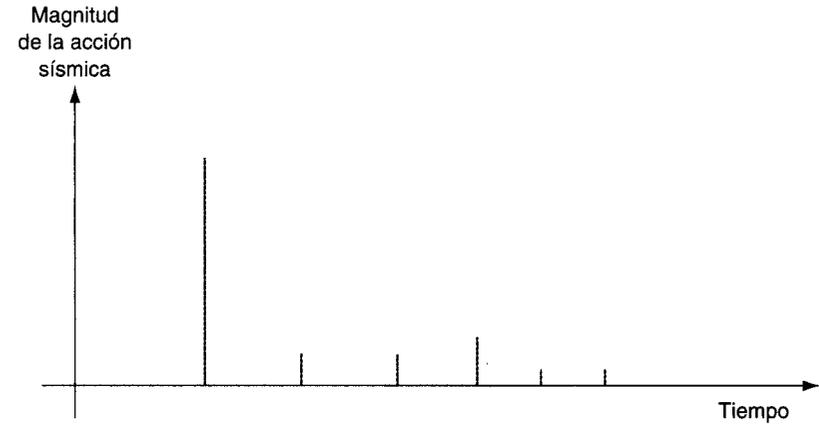


FIGURA 3.6 Distribución de ocurrencia de eventos sísmicos en el tiempo.

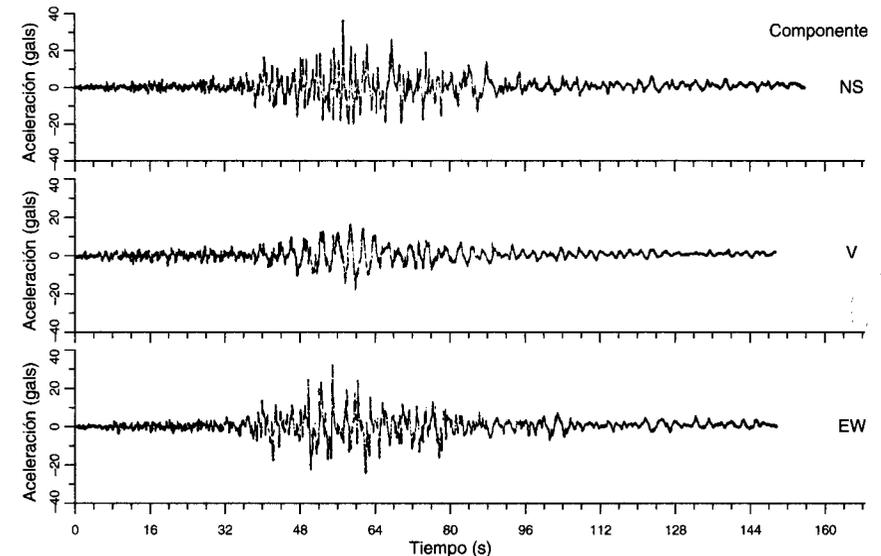


FIGURA 3.7 Acelerograma típico de la ciudad de México.

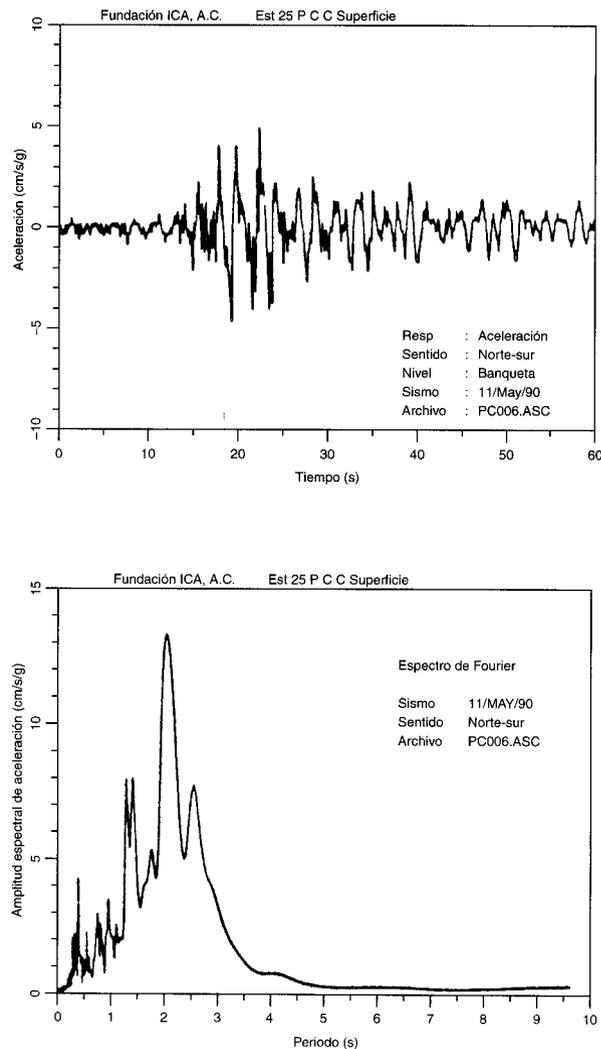


FIGURA 3.8 Espectro de Fourier para la zona blanda del D.F.

este-oeste y vertical. Por lo menos, para el área metropolitana de la ciudad de México, las componentes más importantes por su efecto son las horizontales (sismo oscilatorio), pues su efecto sobre las construcciones es crítico. En cambio, la componente vertical sólo incrementa en un porcentaje pequeño las cargas verticales, lo cual sólo causa problemas en voladizos o claros grandes.

A continuación se detallará la obtención de las características mencionadas anteriormente:

1. Distancia al epicentro. Como se sabe, el epicentro es la proyección del foco del sismo sobre la superficie, a lo largo de un radio de la tierra. Por otro lado, mediciones del movimiento de las ondas *P* revelan que su velocidad es muy elevada: del orden de 30 000 km/h o aproximadamente 8 km/s. Si se conoce la velocidad de estas ondas, que son las que llegan primero a la estación sismológica, y el tiempo en segundos que ocupa dicha señal en el acelerograma, es posible establecer la distancia al epicentro del sismo (distancia = velocidad \times tiempo). La localización del epicentro se obtiene a través de la información de tres estaciones sismológicas.

2. Magnitudes de las aceleraciones sísmicas. Los acelerogramas proporcionan las aceleraciones que se producen a nivel de la superficie de la tierra en un lugar determinado y representan la aceleración producida por un sistema amortiguado masa-resorte. La masa del sistema transfiere su desplazamiento dinámico a un sistema sensor que funciona aplicando diversos principios eléctricos (resistencia, capacitancia, inducción, efecto piezoeléctrico, etc.). La señal es posteriormente amplificada, filtrada y al final digitalizada para su grabación y proceso.

Las aceleraciones usualmente se representan en diversas unidades. La más empleada es la que equivale a una milésima de la aceleración gravitacional, unidad llamada *gal*, aproximadamente 1 cm/s².

Por ejemplo, para el sismo del 19 de septiembre de 1985, la máxima aceleración se obtuvo en el aparato instalado en el Centro SCOP, situado cerca de la esquina de

Xola y Av. Universidad, con valores de 170 gals (17% de la aceleración gravitacional g) en dirección este-oeste, 100 gals (10% g) en dirección norte-sur y 36 gals (3.6% g) en dirección vertical. La composición vectorial de estas aceleraciones en dirección oblicua proporciona un valor máximo de aceleración del orden de 200 gals (20% g).

3. Los valores de los periodos T . Característicos del movimiento sísmico a nivel de terreno. Aunque esta característica no se obtiene inmediatamente, el manejo del registro (digitalización y filtraje) y el empleo de programas de cómputo que procesan la señal mediante la transformación rápida de Fourier permiten definir dicho periodo. Al activarse el sistema de registro durante un sismo, se obtienen series de tiempo en cada uno de los canales de medición. Cada señal se filtra para eliminar las altas frecuencias (superiores a 30 Hz) y se procesa en un programa ordenador digital, que busca definir el contenido de frecuencias existentes en la serie de tiempo, mediante la transformación rápida de Fourier. De esta manera, se define el espectro representativo del movimiento. Estos procesos se pueden desarrollar directamente en un analizador de espectros o, si no, con la grabación de la señal digitalizada puede aplicarse un programa de cómputo.

Por lo general, los acelerogramas tienen periodos que varían dentro de una banda de valores relativamente ancha. Sin embargo, en cierto tipo de suelos y bajo condiciones especiales, puede haber algún periodo dominante en particular. Por ejemplo, en el espectro de Fourier de un acelerograma en zona blanda (figura 3.8), se observa un periodo muy definido $T = 2$ s. Esta situación conduce al problema dinámico conocido como *resonancia*, que consiste en una amplificación excesiva de la respuesta de aquellas estructuras que tienen algún periodo de oscilación muy parecido al de la excitación, lo que puede llevarlas al colapso total, sobre todo cuando la duración del evento es grande.

Influencia de la estratigrafía en las propiedades dinámicas. Como se mencionó anteriormente, ante diversos sismos, el tipo de suelo produce variaciones en la respuesta típica del terreno. Las mediciones realizadas últimamente

en el Valle de México han permitido establecer una clara relación entre el espesor del estrato superficial del terreno y el periodo dominante del terreno. En la figura 3.9, pueden observarse tanto diversos espectros de Fourier para algunas estaciones sismológicas del Valle de México como la modificación del periodo dominante del terreno de acuerdo con la profundidad de los depósitos profundos, en una línea de corte efectuada a lo largo del valle, en dirección este-oeste.

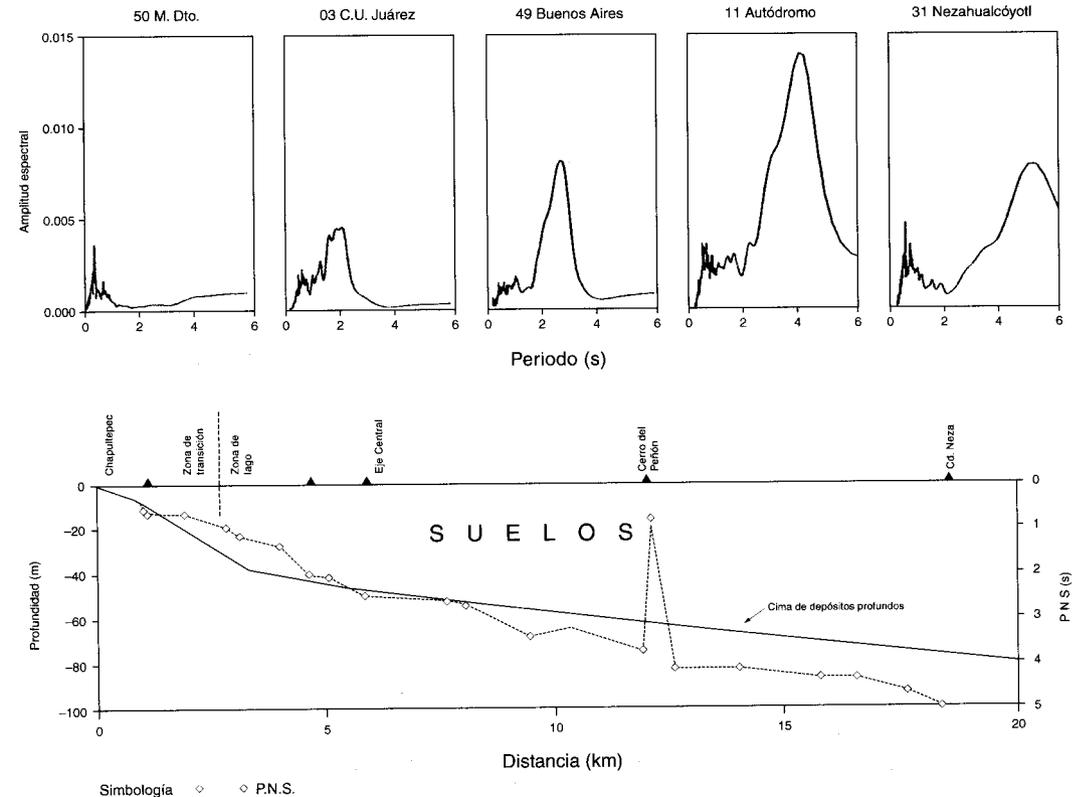


FIGURA 3.9 Variación del periodo de acuerdo con la profundidad de los depósitos profundos.

Determinación de la velocidad y desplazamiento. De la integración numérica sucesiva de los valores registrados de aceleración, es posible establecer los valores de las componentes de velocidad y desplazamiento del terreno durante un sismo.

4. La duración del evento. La simple medición de la escala de tiempo en un acelerograma proporciona la duración del evento. Por ejemplo, para el sismo del 19 de septiembre de 1985, la duración de la fase intensa del temblor en el centro SCOP fue de 45 s, lo cual, aunado al periodo

dominante del lugar ($T = 2$ s), conduce a prácticamente 23 ciclos sísmicos.

5. La magnitud del temblor. A diferencia de la *intensidad* (Mercalli), que establece los daños causados por el sismo en diversos lugares aplicando una escala de 12 grados, la *magnitud* mide el tamaño del temblor en su origen. Es un valor único para cada temblor y se determina a partir del sismograma obtenido en las diversas estaciones sismológicas que registren las ondas producidas por el temblor.

La definición original, debida a Richter, establece que la magnitud es el logaritmo en base diez de la máxima amplitud de las ondas sísmicas en micras, registradas en un sismógrafo estándar tipo Wood-Anderson, a una distancia de 100 km del epicentro del temblor. Dado que no siempre hay un sismógrafo a 100 km de distancia, se hacen correcciones que toman en cuenta la atenuación de las ondas al alejarse del epicentro. En la figura 3.10 puede observarse una determinación típica de magnitud en la escala Richter mediante la aplicación de un nomograma. La línea que une la amplitud registrada en mm con el tiempo de duración de las ondas *P* interseca la escala que proporciona la magnitud deseada.

Un aumento de una unidad en la escala Richter representa una multiplicación por diez de las amplitudes de las ondas en el acelerograma.

Por otro lado, un incremento de un grado en la magnitud equivale a 32 veces más energía liberada. Por tal motivo, y en términos de energía, un temblor de magnitud 8 libera tanta energía como 1 000 temblores con magnitud 6.

No existe una relación forzosa entre la magnitud en la escala Richter y la capacidad destructiva del sismo. Lo anterior es especialmente cierto para sismos de pequeña magnitud, si el epicentro está cercano al lugar de interés. En 1972, un sismo con una magnitud 6.2 destruyó la ciudad de Managua y produjo 10 000 muertos debido a que el epicentro del temblor estuvo situado debajo de la ciudad. Si se emplea el nomograma de la figura 3.10, se observará que las amplitudes se salen de la escala si la distancia vale cero, como en el caso mencionado.

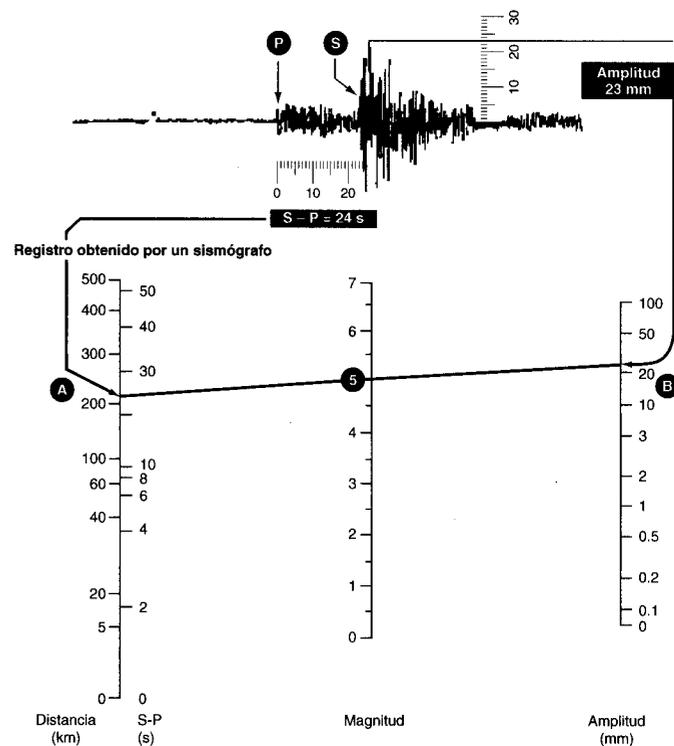


FIGURA 3.10 La escala de magnitudes de Richter.

6. Efectos de los sismos en las estructuras. El sismo produce, cada vez que el terreno cambia de dirección, un "latigazo" generador de fuerzas de inercia que pueden calcularse a partir de la expresión:

$$F_s = m \cdot a \quad (3.1)$$

en donde:

F_s = Fuerza sísmica

m = masa de la construcción

a = aceleración sísmica

Esta fuerza de inercia produce efectos mecánicos en la estructura (flexiones, cortantes, torsiones) que pueden hacerla fallar y para los cuales debe existir una resistencia adecuada. Sin embargo, el fenómeno es más complejo, pues interviene también la respuesta dinámica de la estructura ante el fenómeno sísmico, así como las características de rigidez, amortiguamiento y ductilidad de la estructura.

En estructuras rígidas y poco esbeltas (por ejemplo, las construidas a base de mampostería), la fuerza sísmica calculada con la expresión anterior rige el diseño y se considera que su principal efecto es de *cortante*, siendo el de flexión de menor importancia. Sin embargo, la excentricidad de los elementos resistentes (muros) de las construcciones de este tipo, así como la de las cargas, puede producir torsiones altas. En ausencia de torsiones y flexiones importantes, es posible calcular el cortante V_s que actúa en la base de la construcción, por medio de:

$$V_s = c_s P \quad (3.2)$$

en donde:

V_s = Cortante basal

c_s = a/g = coeficiente sísmico (adimensional)

P = peso de la construcción

En la expresión anterior, puede observarse que el coeficiente sísmico, c_s , equivale a la relación entre la aceleración a del terreno durante un sismo y la aceleración gravitacional g .

Para estructuras menos rígidas, el comportamiento dinámico de las mismas ante el sismo hace que exista la posibilidad de la *resonancia*, fenómeno que, como se mencionó anteriormente, consiste en una amplificación excesiva de la respuesta de aquellas estructuras que tienen algún periodo de oscilación muy parecido al de la excitación, lo que puede llevarlas al colapso total, sobre todo cuando la duración del evento es grande.

Para establecer el comportamiento dinámico de una estructura dada, se elabora un modelo matemático muy simplificado de la misma. Una característica importante de la estructura es el periodo de oscilación de los distintos modos en que puede vibrar. Otras características importantes de las que depende la respuesta de la estructura son el amortiguamiento y la ductilidad.

Se conoce como amortiguamiento crítico el que tiene una estructura cuando, al separarla de su posición original, no oscila sino que regresa a la posición de equilibrio. El amortiguamiento depende de los materiales empleados en la construcción, de las conexiones y de los elementos no estructurales. Un valor de amortiguamiento relativamente pequeño reduce considerablemente la respuesta sísmica de la estructura. Las estructuras suelen tener amortiguamientos del orden del 3 al 10% del crítico, siendo menor el de las estructuras de acero soldadas y mayor el de las estructuras de concreto y mampostería. Un valor razonable de amortiguamiento es de 5% y muchas consideraciones de diseño están basadas en este valor.

Se define como ductilidad a la capacidad de la estructura para soportar grandes deformaciones inelásticas sin fallar ni reducir su capacidad de carga. Es una propiedad muy deseable en las estructuras situadas en zona sísmica, pues conduce a diseños más económicos al considerar la capacidad de disipación de energía que tienen las estructuras dúctiles.

Espectros de respuesta. Conocidos los acelerogramas de temblores intensos, es posible estimar la respuesta de modelos teóricos simples en función del tiempo y, por consiguiente, la respuesta máxima que puede ocurrir en un instante dado. La gráfica que relaciona las respuestas máximas de la estructura con diversos amortiguamientos sometidas a una misma excitación recibe el nombre de *espectro de respuesta*. Usualmente, se

consideran amortiguamientos del orden de 0, 2, 5, 10 y 20% del crítico. Un acelerograma en realidad consta de amplitudes muy grandes dentro de un intervalo de periodos que dependen primordialmente, en el caso del Valle de México, del tipo de suelo. Ante esta serie de ondas, el sistema responde con mayor am-

plitud a las que tienen un periodo similar al suyo (*resonancia*), mientras que para el resto, la respuesta es pequeña.

En la figura 3.11 se observan los espectros de respuesta para una componente sísmica del sismo del 19 de septiembre de 1985, registrado en el centro SCOP. Puede observarse que estructuras con un periodo de oscilación del orden de 2 s corrieron el peligro de entrar en resonancia (situación que, desgraciadamente,

sucedió). La duración de la fase intensa del evento (45 s) agravó el problema.

El espectro de aceleraciones proporciona una medida directa de la fuerza de inercia máxima que se induce en el sistema, al multiplicar la ordenada espectral por la masa (ecuación 3.1).

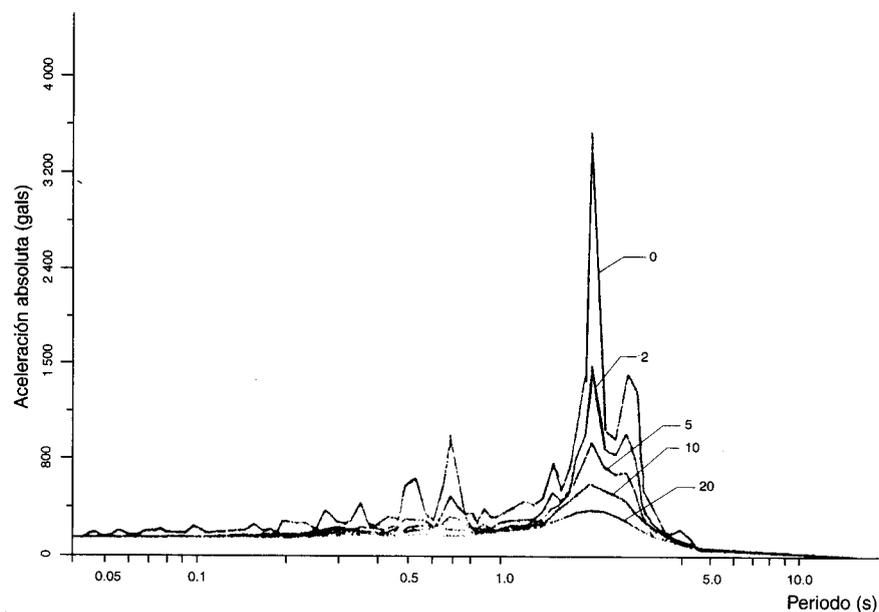
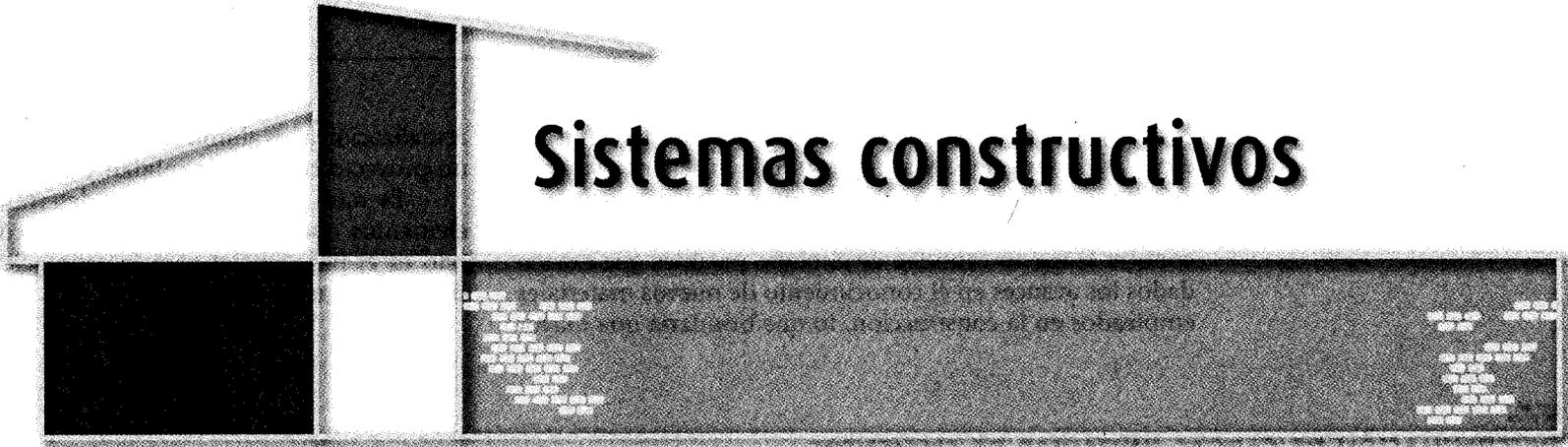


FIGURA 3.11 Espectros de respuesta para una componente del sismo de septiembre de 1985 (centro SCOP).



Sistemas constructivos

Un sistema constructivo es el acomodamiento lógico de una serie de materiales para satisfacer un servicio de un elemento estructural determinado, como puede ser: proteger contra los efectos del intemperismo, soportar el peso de los acabados, equipos, instalaciones, etcétera.

Por lo tanto, es posible decir que existen diversos sistemas constructivos que se proyectan para muros, techos, escaleras, sistemas de apoyo para tinacos, etcétera.

Ahora bien, estos sistemas dependerán de muchas condicionantes, pues no es igual definir un sistema de azotea para climas extremosos que uno para climas templados. Lo mismo ocurre con muros simplemente divisorios que no toman en cuenta tanto acciones horizontales como verticales importantes.

Otro aspecto que es digno de tomar en cuenta al proyectar algún tipo de sistema constructivo es que éste cumpla con la *factibilidad técnica y económica* para su realización, es decir, llegar a proponer la mejor de las soluciones posibles para tomar en cuenta la correcta evaluación del peso, lo más cercano al real, de cada uno de los sistemas constructivos.

Ahora bien, debido a las incertidumbres es necesario ser razonables en relación con la valoración de características tales como: intensidad de la carga, lugar exacto de su aplicación o tiempo de aplicación de éstas,

ya que tal valoración no es igual (como se estudió en el capítulo de Acciones). Por lo tanto, entre mejor se conozca el funcionamiento y el tipo de acciones que actuarán, mejor será la decisión con respecto al sistema constructivo más óptimo.

Los sistemas pueden ser eficaces o no, de todos los eficaces hay uno que es el más eficaz, el eficiente, el óptimo.

Para el propietario, quizás el costo sea un factor determinante, ya que éste depende de la cantidad y calidad de materiales que se usarán en el sistema. Para el obrero, puede ser el que requiera mayor cantidad de horas-hombre por el tiempo a emplearse en la construcción. Para el proveedor de materiales, el que utilice la mayor cantidad de materiales. Para el diseñador estructural el más fácil, ya que permitiría valuar con mayor precisión los pesos de esos sistemas.

Por lo tanto, se debe tener mucho cuidado al elegir el sistema adecuado, pues mientras más aspectos se satisfagan, más operante será su función.

Desde el punto de vista estructural, otro aspecto importante a considerar es el siguiente: por ejemplo, si se pretende diseñar el sistema más ligero para una techumbre que cubra el mayor claro posible para una carga externa dada, es posible que se tengan gran cantidad de soluciones, por lo que la elección del sistema óptimo dependerá del conocimiento del diseñador.

En el diseño de casas habitación, sobre todo en las escuelas de ingeniería y arquitectura, la enseñanza se limita a unos cuantos sistemas y el alumno, en consecuencia, proyecta con estas limitaciones. Por esto, es necesario dar a conocer la mayor cantidad de sistemas posibles que existen dados los avances en el conocimiento de nuevos materiales empleados en la construcción, lo que brindaría una mayor

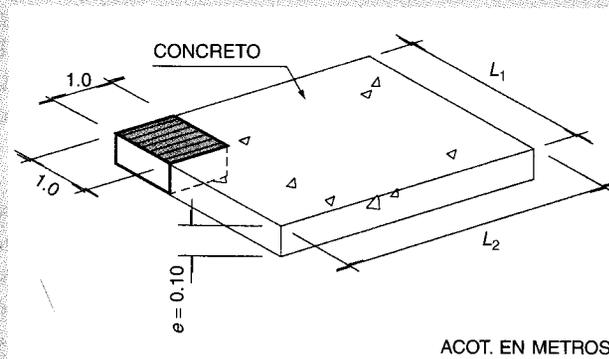
actualización a los alumnos y egresados que necesiten realizar un proyecto con mayor calidad y económico.

Es muy importante saber determinar el peso de los elementos que integrarán un sistema constructivo, ya que esto es el paso inicial para la estimación de la carga que estos sistemas producen.

DETERMINACIÓN DE CARGAS UNITARIAS DE ELEMENTOS

➤ Determinación de pesos

Primer caso: Losa



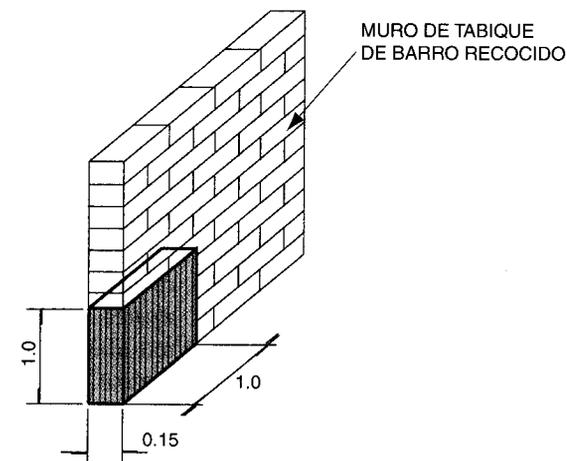
NORMALMENTE SE CALCULA EL PESO MUERTO DE UN MATERIAL MEDIANTE LA MULTIPLICACIÓN DE SU PESO VOLUMÉTRICO POR UN ÁREA DE 1 m × 1 m Y POR SU ESPESOR. POR LO TANTO,

$$P_{\text{LOSA DE CONCRETO}} = P_{\text{VOL}} \times e \times 1.0 \times 1.0$$

$$\text{Si } P_{\text{VOL CONCRETO}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{\text{LOSA DE CONCRETO}} = 2\,400 \times 0.10 = 240 \text{ kg/m}^2$$

Segundo caso: Muro de tabique



$$P_{\text{VOL}} = 1\,500 \text{ kg/m}^3$$

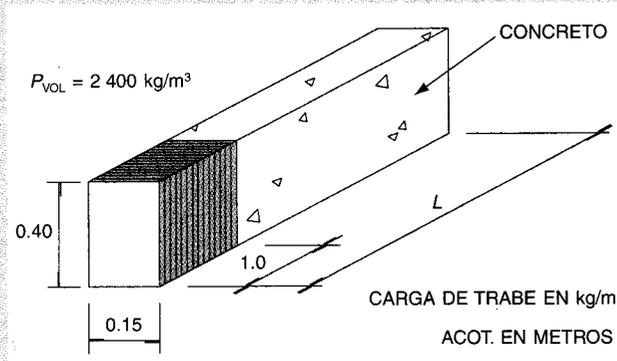
$$P_{\text{MURO}} = P_{\text{VOL}} \times e$$

$$P_{\text{MURO}} = 1\,500 \times 0.15$$

$$P_{\text{MURO}} = 225 \text{ kg/m}^2$$

> Determinación de pesos

Tercer caso: Trabe

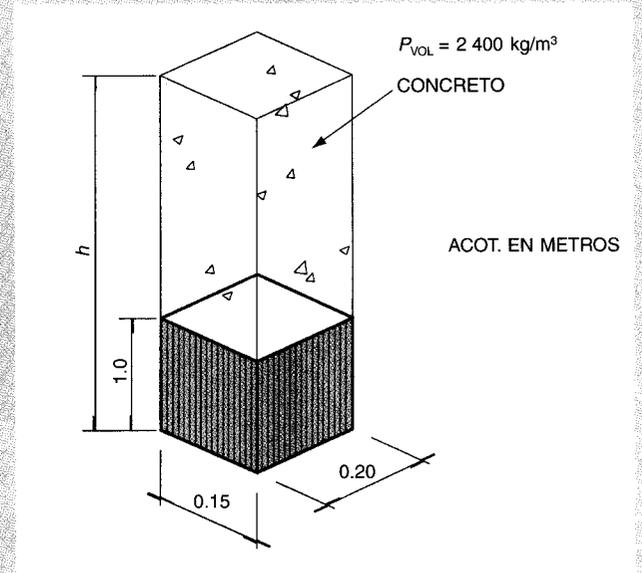


EN ESTE ELEMENTO CONSTRUCTIVO, EL PESO MUERTO SE CALCULA MULTIPLICANDO SU PESO VOLUMÉTRICO POR EL VALOR DEL ÁREA DE SU SECCIÓN TRANSVERSAL Y POR UNA LONGITUD UNITARIA.

$$P_{TRABE} = P_{VOL} \times b \times t$$

$$P_{MURO} = 2400 \times 0.15 \times 0.40 = 144 \text{ kg/m}$$

Cuarto caso: Columna

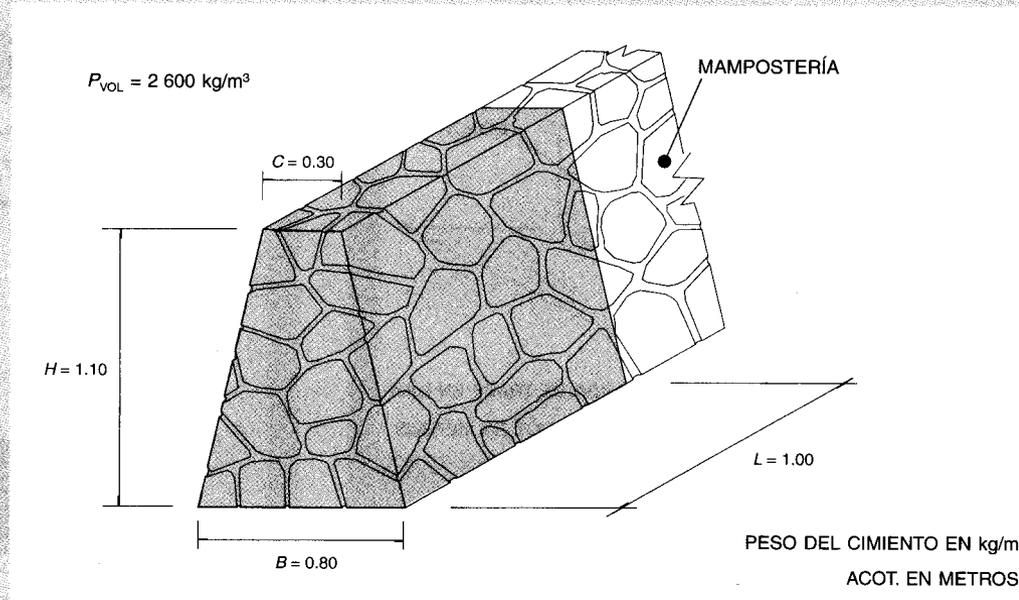


$$P_{COL} = P_{VOL} \times b \times t \times 1.0$$

$$P_{COL} = 2400 \times 0.15 \times 0.20 = 72 \text{ kg/m}$$

> Determinación de pesos

Quinto caso: Cimiento de mampostería

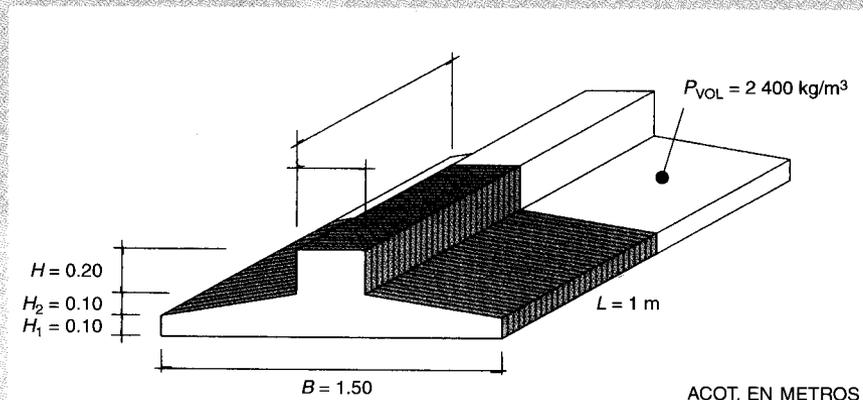


$$P_{CIM/m} = P_{VOL} \times \text{ÁREA} \times \text{long. unit.}$$

$$P_{CIM/m} = 2\,600 \times \left(\frac{0.8 + 0.30}{2} \right) 1.1$$

$$P_{CIM/m} = 1\,573 \text{ kg/m}$$

Sexto caso: Zapata corrida de concreto



$$P_{ZAP/m} = P_{VOL} \times \text{ÁREA TRANS.}$$

$$\text{ÁREA} = (H_1 \times B) + \left(\frac{B + C}{2} \right) H_2 + (H \times C)$$

$$\text{ÁREA} = 0.10 \times 1.5 + \left(\frac{1.5 + 0.3}{2} \right) 0.10 + 0.20 \times 0.30$$

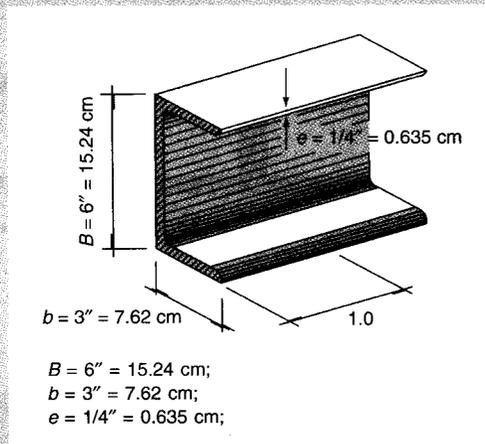
$$\text{ÁREA} = 0.30 \text{ m}^2$$

$$P_{ZAP/m} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 \times 0.30 \text{ m}^2$$

$$P_{ZAP} = 720 \text{ kg/m}$$

➤ **Determinación de pesos**

Séptimo caso: Perfil metálico



EL PESO DEL PERFIL SE CALCULA CONSIDERANDO EL PESO VOLUMÉTRICO DEL ACERO = 7 850 kg/m³

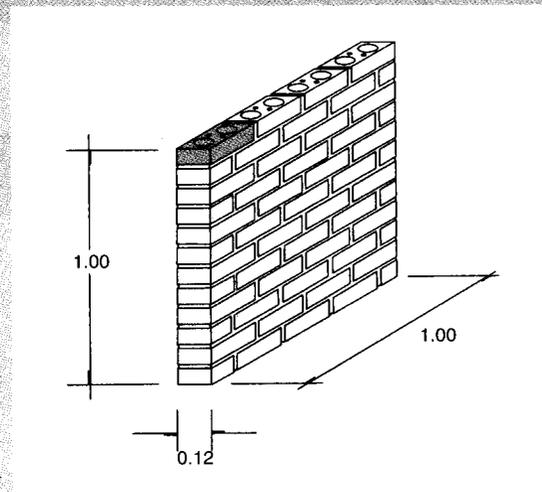
PESO POR UNIDAD DE LONGITUD = PESO VOL. × ÁREA × LONG. UNITARIA

$$\text{ÁREA} = (15.24 - 1.28) 0.64 + (7.62 \times 0.64 \times 2) = 18.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{PESO DEL PERFIL} = 0.001 869 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 7 850 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{PESO/M} = 14.67 \text{ kg/m}$$

Octavo caso: Muro hueco sin recubrimiento



PESO VOL. TABIQUE HUECO DE CERÁMICA EXTRUIDA $\gamma = 900 \text{ kg/m}^3$

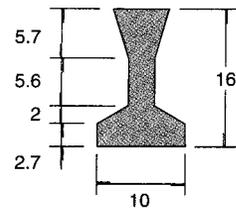
$$P_{\text{TAB}} = \gamma \times 0.12$$

$$P_{\text{TAB}} = 900 \times 0.12$$

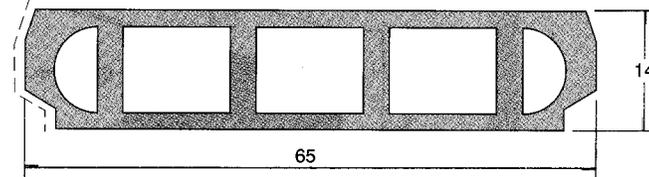
$$P_{\text{TABIQUE}} = 108 \text{ kg/m}^2$$

➤ Determinación de pesos

Noveno caso: Vigueta y bovedilla



VIGUETA



BOVEDILLA

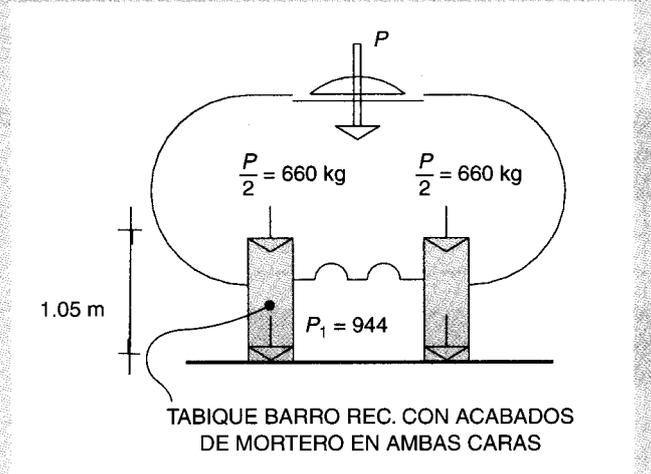
ACOT. EN CENTÍMETROS

	SEP. ENTRE EJES DE VIGAS	PERALTE DE LA VIGA	PERALTE DE BOVEDILLA	PESO/m VIGA	PESO DE BOVEDILLA/ UNIDAD
PERFIL 16	0.70 m	0.16 m	0.14 m	21 kg	12 kg

ANÁLISIS/m ² DE LOSA	PESO kg	PESO/DE LOSA
1.43 m DE VIGUETA	30	
7.15 UNIDADES DE BOVEDILLA	85.8	176 kg/m ²
2.5 DE CAPA DE COMPRESIÓN	60	

➤ Peso de tinaco y bases

1. Tinaco de asbesto cemento



$$P = \text{PESO DE TINACO} + \text{AGUA} = 220 + 1\ 100 = 1\ 320 \text{ kg}$$

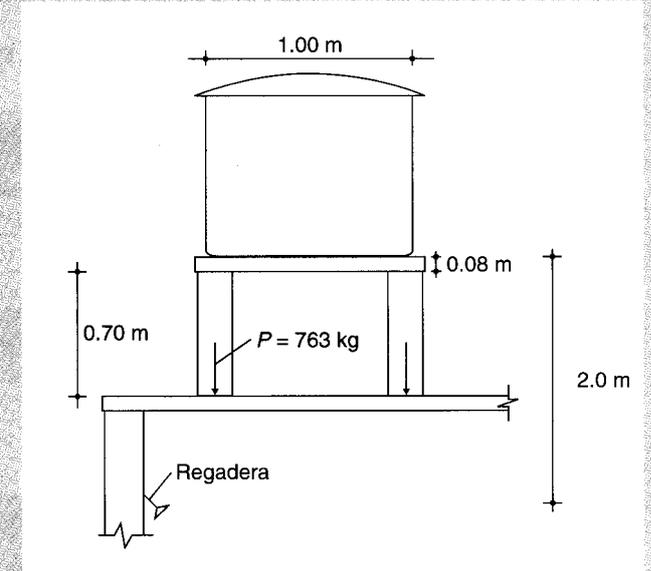
PESO DE LAS BASES (MURO CON MORTERO EN AMBAS CARAS, VER TABLA DEL DÉCIMO CASO)

$$P = 2 \times 270 \text{ kg/m}^2 \times 1.05 = 568 \text{ kg}$$

$$P_1 = (\text{PESO TINACO} + \text{PESO AGUA} + \text{PESO BASES})/2$$

$$P_1 = (1\ 320 + 568)/2 = 944 \text{ kg}$$

2. Tinaco plástico poliestireno



$$P_{\text{LOSA CONCRETO}} = 0.08 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.4 = 0.192 \text{ ton}$$

$$\text{PESO DE LAS BASES} = 0.70 \times 1.0 \times 263 = 0.184 \text{ ton}$$

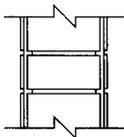
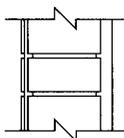
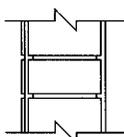
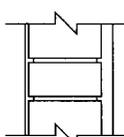
$$P_{\text{TINACO}} = \text{PESO PROPIO} + \text{PESO AGUA}$$

$$P_{\text{TINACO}} = 50 \text{ kg} + 1\ 100 = 1\ 150 \text{ kg}$$

$$P_T = 192 + 184 + 1\ 150 = 1\ 526 \text{ kg}$$

$$P = \frac{1\ 526}{2} = 763 \text{ kg}$$

Décimo caso: Sistema: Muros de tabique macizo hecho a mano con diversos recubrimientos

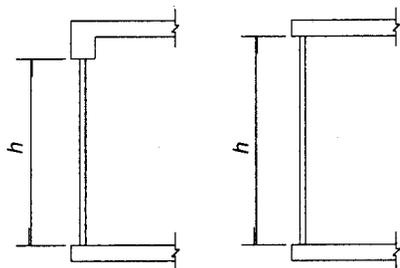
CROQUIS	RECUBRIMIENTO						CARGA W kg/m ²	CARGA W kg/m			
								ALTURA EN MUROS			
								2.70	2.60	2.50	2.40
	AZULEJO-AZULEJO						366	1000	950	915	880
	MATERIAL	AZULEJO	MORTERO	TABIQUE	MORTERO	AZULEJO					
	ESPEJOR	0.008	0.03	0.14	0.02	0.03					
	P. VOL.	1 800	2 100	1 500	2 100	650					
	W kg/m ²	14	63	210	42	20					
	AZULEJO-MORTERO						318	860	830	795	765
	MATERIAL	AZULEJO	MORTERO	TABIQUE	MORTERO						
	ESPEJOR	0.008	0.03	0.14	0.02						
	P. VOL.	1 800	2 100	1 500	1 500						
	W kg/m ²	15	63	210	30						
	AZULEJO-YESO						311	840	810	780	750
	MATERIAL	AZULEJO	MORTERO	TABIQUE	YESO						
	ESPEJOR	0.008	0.03	0.014	0.15						
	P. VOL.	1 800	2 100	1 500	1 500						
	W kg/m ²	15	63	210	23						
	MORTERO-MORTERO						270	730	700	675	650
	MATERIAL	MORTERO	TABIQUE	MORTERO							
	ESPEJOR	0.02	0.14	0.02							
	P. VOL.	1 500	1 500	1 500							
	W kg/m ²	30	210	30							

Décimo caso (continuación)

CROQUIS	RECUBRIMIENTO					CARGA W kg/m ²	CARGA W kg/m			
							ALTURA EN MUROS			
							2.70	2.60	2.50	2.40
	MORTERO-YESO					263	710	685	660	630
	MATERIAL	MORTERO	TABIQUE	MORTERO						
	ESPESOR	0.02	0.14	0.015						
	P. VOL.	1 500	1 500	1 500						
	<i>W</i> kg/m ²	30	210	23						
	YESO-YESO					256	690	665	640	615
	MATERIAL	YESO	TABIQUE	YESO						
	ESPESOR	0.015	0.14	0.015						
	P. VOL.	1 500	1 500	1 500						
	<i>W</i> kg/m ²	23	210	23						
	YESO-APARENTE					233	630	605	580	560
	MATERIAL	YESO	TABIQUE							
	ESPESOR	0.015	0.14							
	P. VOL.	1 500	1 500							
	<i>W</i> kg/m ²	23	210							
	APARENTE-APARENTE					210	570	550	525	500
	MATERIAL	TABIQUE								
	ESPESOR	0.14								
	P. VOL.	1 500								
	<i>W</i> kg/m ²	210								

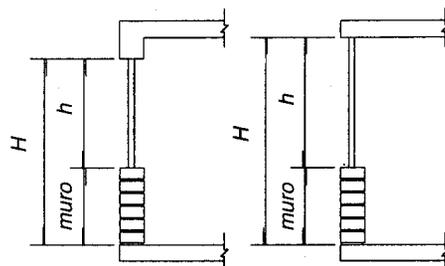
› Determinación de pesos

Undécimo caso: Sistemas constructivos de ventanas y pretil



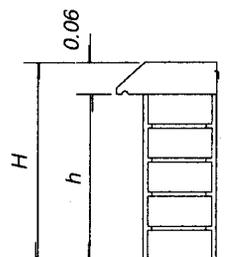
SISTEMA: VENTANA DE PISO A TECHO
HERRERÍA TUBULAR CON VIDRIO PLANO $W = 75 \text{ kg/m}^2$

H en m	2.70	2.60	2.50	2.40	2.30	2.20
W en kg/m	203	195	188	180	173	165



SISTEMA: MURO-VENTANA
HERRERÍA TUBULAR CON VIDRIO PLANO $W = 75 \text{ kg/m}^2$
MURO DE TABIQUE MACIZO HECHO A MANO
CON RECUBRIMIENTO YESO-MORTERO $W = 263 \text{ kg/m}^2$

H en m	2.70	2.60	2.50	2.40	2.30	2.20
h (ventana)	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20
W_v en kg/m	128	120	113	105	98	90
W_r en kg/m	391	383	376	368	361	353



SISTEMA: PRETIL
CEJA DE REMATE DE CONCRETO ARMADO $W = 35 \text{ kg/m}^2$ CON MURO DE TABIQUE MACIZO HECHO A MANO
CON RECUBRIMIENTO MORTERO-MORTERO $W = 270 \text{ kg/m}^2$

H en m	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30
h (pretil)	0.94	0.84	0.74	0.64	0.54	0.44	0.34	0.24
W_v en kg/m	254	227	200	173	146	119	92	64
W_r en kg/m	290	263	236	209	182	155	120	101

CARGAS EQUIVALENTES DEBIDAS A MUROS DIVISORIOS

Es común que en las losas se apoyen directamente elementos tales como muros divisorios, columnas, etc., que provocan cargas tanto lineales como concentradas. Esto se debe a que en el proyecto estructural no se pueden colocar elementos de sustentación para soportar y transmitir tales cargas.

En tal sentido, el RCDF y sus normas técnicas complementarias de concreto (NTC 4.3.4) plantean el criterio que permite transformar estas cargas lineales en cargas equivalentes por metro cuadrado, distribuidas en forma uniforme en la losa o tablero en donde se encuentre el elemento divisorio. Esta carga equivalente se sumará a la carga ya obtenida derivada del sistema constructivo determinado.

A continuación, se plantea el criterio ya señalado anteriormente:

Quando en un tablero de losa se encuentra un muro divisorio colocado en dirección paralela a uno de sus lados, lo que primero se tiene que hacer es obtener el peso del muro, posteriormente dividirlo entre el área del tablero en donde esté dicho muro y al resultado de esta operación se deberá multiplicar por un coeficiente que el RCDF (véase la tabla 4.1) establece para obtener, de esta forma, una carga equivalente uniforme por metro cuadrado que se sumará al peso ya calculado de la losa o tablero en cuestión.

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5, se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

TABLA 4.1 Coeficientes para transformar cargas lineales en equivalentes uniformes por m^2 .

Relación de claros $m = \frac{a_1}{a_2}$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo lado largo	1.8	1.7	1.6

Ejemplo de aplicación

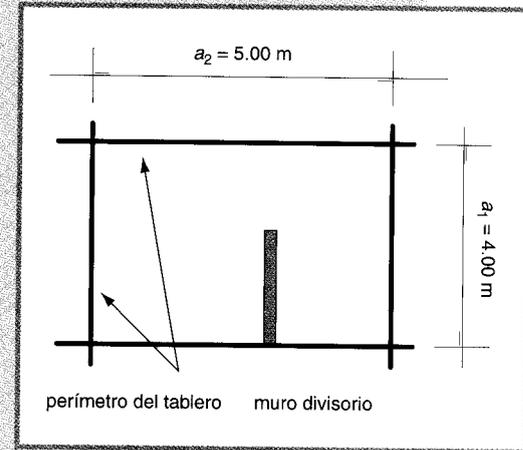
Datos:

$$a_1 = 4.00 \text{ m}$$

$$a_2 = 5.00 \text{ m}$$

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{4}{5} = 0.80$$

$$\text{Peso del muro completo} = 1\,296 \text{ kg}$$



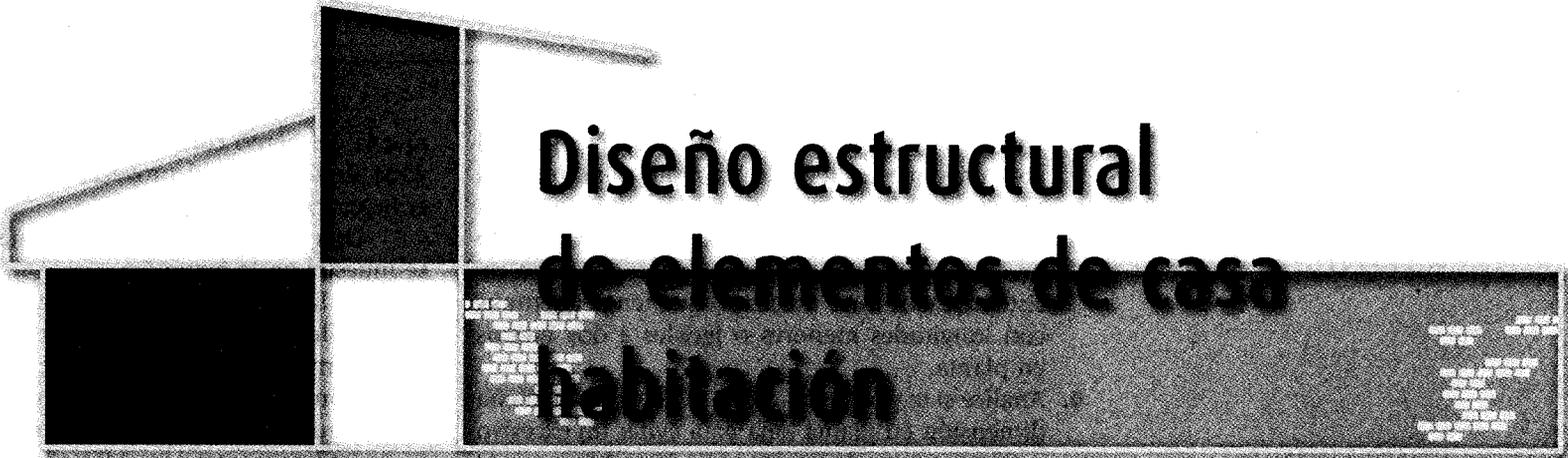
Al seguir el procedimiento descrito anteriormente, se tiene:

$$\text{Carga equivalente uniforme} = \frac{\text{Peso total del muro}}{\text{Área del tablero}} \times \text{Coeficiente}$$

(véase la tabla 4.1)

$$W_{\text{equivalente}} = \frac{1\,296}{20} \times 1.5 = 97 \text{ kg / m}^2$$

Esta carga se deberá sumar a la carga muerta de la losa o tablero en el que se tenga apoyado el muro divisorio, verificando que la carga equivalente sea menor a la mitad de la carga total.



Diseño estructural de elementos de casa habitación

En este capítulo se detallarán todos los aspectos relacionados con el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales que integran una casa habitación, además de sugerir una secuencia en la realización de este tipo de trabajos.



ESTRUCTURACIÓN

El proceso de estructuración consiste en la creación de un modelo teórico que represente de manera aceptable a la estructura real y además permita desarrollar el proceso del análisis estructural lo más fácil posible. La manera de expresar gráficamente este proceso es por medio de un *proyecto estructural*, el cual, a partir del empleo de cierta simbología, indica la disposición de los elementos estructurales en la construcción representada. La creación de este modelo teórico implica forzosamente el realizar ciertas simplificaciones a la realidad constructiva; pero no hacerlo acarrearía graves complicaciones al análisis. Un ejemplo de estas simplificaciones se tiene en un muro que contiene aberturas (puertas, ventanas, troneras, etc.) que serán reforzadas con cerramientos en la realidad constructiva; considerar estas irregularidades conduciría a un problema de difícil solución. La consideración de

la llamada *línea resistente*, es decir, no tomar en cuenta estas aberturas cuando su dimensión no es grande (dos metros en planta, por ejemplo) simplifica notablemente el cálculo.

En el proyecto estructural se trabaja en diversos *niveles* en donde se disponen los elementos estructurales. Dichos niveles se denominan (a partir del inferior): nivel de cimentación, nivel de primer entepiso, del segundo entepiso, y por último, azotea. En contraste, en el proyecto arquitectónico se consideran volúmenes habitables: planta baja, primer piso o planta alta. De esta manera, en una casa habitación de dos niveles, el nivel *entepiso* representa la tapa de la planta baja con todos los elementos estructurales que contiene y el nivel *azotea* representa la tapa de la planta alta.

El criterio para realizar una correcta estructuración (es decir, un buen proyecto estructural) se adquiere a través del tiempo y a partir de la experiencia; sin embargo, es posible aplicar ciertas reglas sencillas para lograr buenos resultados:

1. Estudie el plano arquitectónico cuidadosamente. Establezca la disposición de los muros y de los locales que contenga la construcción.
2. Observe la coincidencia de muros situados en niveles sucesivos para así plantear los muros que serán de carga y los divisorios.

3. Defina las puertas, ventanas, troneras y en general aberturas que contenga cada muro para juzgar si se considera la colocación de una trabe que cubra el claro o se considera una línea resistente. Como una regla aproximada, considere como línea resistente a un muro macizo o que tenga aberturas con longitudes menores o iguales a dos metros en planta.
4. Analice si es posible plantear tableros de mediana dimensión en planta baja para evitar un excesivo gasto en tramos de cimentación. Un tablero puede cubrir locales pequeños (medios baños, alacenas, etc.) disponiendo muros divisorios entre ellos.
5. Recuerde que es conveniente repetir en azotea las trabes que se planteen en entrepiso, con carga de muro para aligerar la carga sobre éstas.

› Simbología

Para dibujar de manera adecuada un proyecto estructural es necesario tener una simbología que no necesariamente debe corresponder ni a la del proyecto arquitectónico

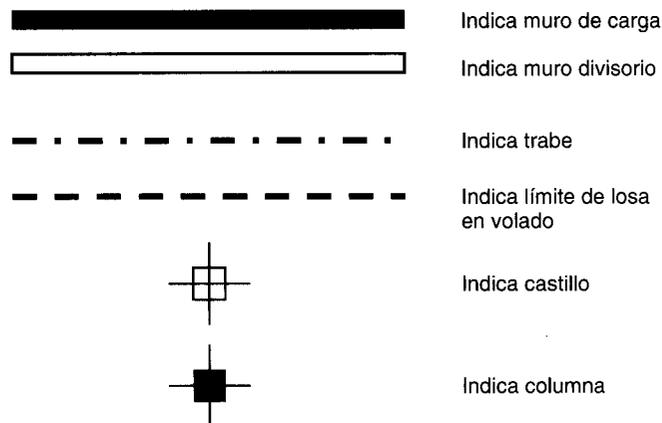


FIGURA 5.1 Simbología para el proyecto estructural.

ni a la del plano constructivo. Recuerde que en la mayoría de los casos el proyecto estructural sólo lo verá el ingeniero calculista.

Una nomenclatura conveniente puede ser la que se muestra en la figura 5.1.

En la nomenclatura antes mostrada se mencionan los castillos de carga. En este caso no se hace referencia a los elementos constructivos que aparecen en cada intersección de muros ni a ciertas distancias contenidas en los muros, sino a los elementos que reciben el efecto de una concentración. Más adelante se establecerán los criterios que pueden aplicarse para transmitir dicha concentración.

También se mencionan los muros divisorios, los cuales deberán representarse sobre el nivel donde aplican su carga, pues su efecto puede transformarse en una carga equivalente de acuerdo al método reglamentario. La carga mencionada se adicionará a las cargas permanentes (muerta) y variable (viva) para su posterior transmisión hacia la cimentación.

La forma práctica de realizar el proyecto estructural es colocar un papel albanene o mantequilla sobre cada planta arquitectónica y dibujar los elementos estructurales que contiene cada nivel (entrepisos, azoteas) siguiendo la nomenclatura mencionada anteriormente. Se sugiere seguir el siguiente orden:

1. Defina provisionalmente los elementos estructurales del nivel entrepiso. Coloque un albanene sobre la planta arquitectónica de planta baja. Defina tableros de tamaño adecuado y haga caso omiso de pequeños locales, resolviendo mejor estos casos con muros divisorios que se apoyan en el firme de planta baja. Recuerde que los muros de carga y líneas resistentes definen los tramos de cimentación que soportarán la superestructura. En consecuencia, una cantidad excesiva de tableros conduce a una cimentación muy congestionada.
2. Coloque el albanene anterior con la planta estructural del entrepiso sobre la planta arquitectónica

de la planta alta. De esta manera establecerá la coincidencia de muros de planta alta con los de planta baja y los muros que deberán actuar como divisorios sobre tableros de entepiso, así como las traveses que soportarán muros de planta alta.

- Después coloque otro albanene sobre la planta arquitectónica de planta alta y defina los tableros de la losa de azotea. Repita de preferencia en azotea las traveses que coincidan con las de entepiso que soportan muros, para aligerar la carga de las de entepiso y lograr que no resulten tan voluminosas (figura 5.2). Recuerde que en la representación de la losa de azotea no deben colocarse muros divisorios en planta alta, pues éstos deben representarse en el nivel de entepiso. Verifique que los castillos de las traveses de azotea tengan prolongación hasta la cimentación, condición que es preferible.

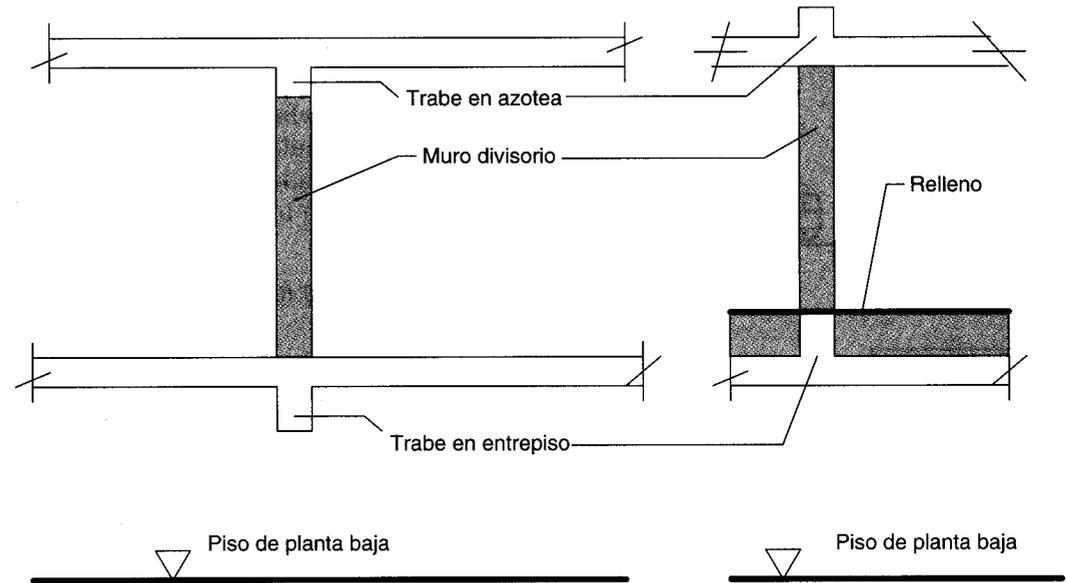


FIGURA 5.2 Colocación de trabe en azotea que refleja la de entepiso.



TRANSMISIÓN Y BAJADA DE CARGAS

El objetivo de este proceso es establecer un valor de carga sobre terreno que permita calcular las dimensiones de la cimentación para cada tramo.

Transmisión de cargas

La transmisión de cargas hacia el perímetro de los distintos tableros inicia con el cálculo de la carga W por metro cuadrado de los distintos sistemas constructivos, proceso que se describió en el capítulo anterior. Una vez resuelto este punto se deberá calcular la carga que se transmite hacia el borde del tablero analizado. Este cálculo toma en cuenta el *área tributaria* (figura 5.3) que le corresponde a cada borde del tablero. De hecho, la forma de dicha área indica la manera en que teóricamente varían las cargas en cada borde (triangular en los claros cortos y trapezoidal en

los largos). Sin embargo, se ha demostrado que la carga actúa en forma muy uniforme en el perímetro del tablero, por lo que el peso del área tributaria se considera distribuido de manera uniforme en el borde correspondiente.

Para realizar el cálculo mencionado primero se determinan las superficies de las áreas tributarias:

$$\text{Área de triángulo} = \frac{a_1^2}{4}$$

$$\text{Área de trapecio} = \frac{a_1 a_2}{2} - \text{Área de triángulo}$$

El peso en kg de las distintas áreas tributarias se calcula multiplicando la superficie de cada una de ellas por el peso W en kg/m^2 (es decir, el número

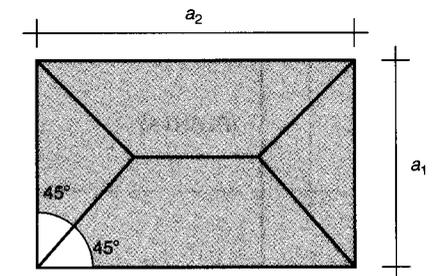
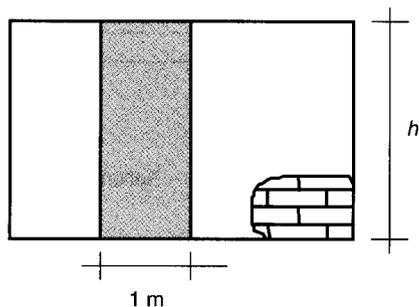


FIGURA 5.3 Áreas tributarias de tablero rectangular.



$$w = W h$$

w = carga en kg/m
 W = peso en kg/m²
 h = altura de muro

FIGURA 5.4 Carga por metro lineal en una base de muros.

de metros cuadrados multiplicado por lo que pesa cada uno de ellos).

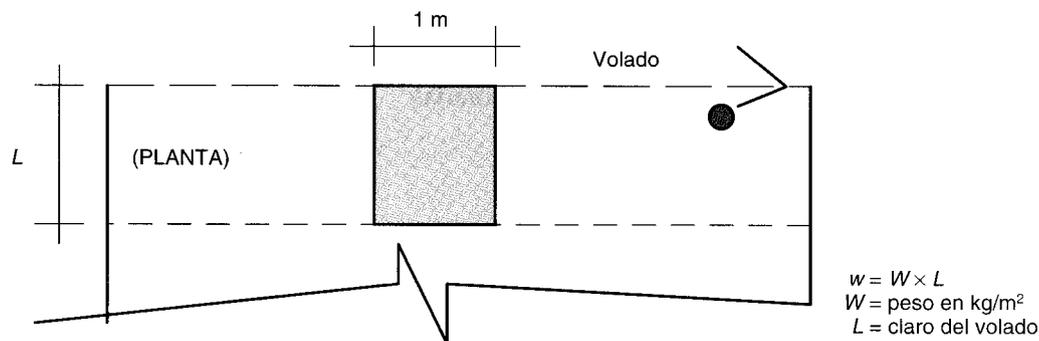
Al final, si se desea realizar la bajada por franja unitaria (un metro de ancho), se calcula la carga ω en cada metro lineal dividiendo el peso obtenido entre la longitud del tramo analizado, es decir, entre la longitud de la base del triángulo o trapecio correspondiente.

Peso por metro lineal de muros

Para realizar este cálculo, nuevamente se recurre al peso W por metro cuadrado correspondiente al sistema constructivo del tipo de muro que se analice. Posteriormente se calcula la carga ω por metro lineal multiplicando el peso W por la altura del muro en cuestión (figura 5.4).

Peso por metro lineal de volados

En el caso de los volados, la carga ω que aplican por metro lineal a todo lo largo de su apoyo equivale al peso W por metro cuadrado multiplicado por la longitud del claro (figura 5.5).



$$w = W \times L$$

W = peso en kg/m²
 L = claro del volado

FIGURA 5.5 Carga por metro lineal a todo lo largo de apoyo de volado.

Bajada de cargas hacia cimentación

Este proceso se desarrolla sumando las cargas por metro lineal que transmite un tablero hacia el borde analizado, con las cargas por metro lineal que transmite un muro, y repitiendo este proceso tantas veces como pisos se tengan.



DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Las *cimentaciones* son los elementos estructurales encargados de transmitir las cargas de la estructura a los estratos resistentes del terreno, con la finalidad de reducir o evitar hundimientos y el volteo provocado por la acción de las cargas horizontales. Otra aplicación de las cimentaciones se encuentra en bases para máquinas en donde su función recae en la absorción de las vibraciones producidas por el equipo.

En general, existen tres tipos de cimentaciones las cuales se clasifican en:

1. Cimentaciones superficiales.
2. Cimentaciones semiprofundas.
3. Cimentaciones profundas.

Aunque también se puede considerar una cuarta clasificación que es la combinación entre ellas.

Las cimentaciones más comunes para viviendas unifamiliares, duplex, etc., son del tipo superficial, y las más típicas son: las zapatas aisladas, corridas y losas de cimentación, las cuales generalmente son de mampostería o concreto reforzado.

Zapatas aisladas. Este tipo de cimienta recibe las descargas de la superestructura por medio de columnas, es decir puntualmente, asignándose una zapata por columna que se tenga en la base de la estructura.

Zapatas corridas. Este tipo de cimientos recibe la descarga de la superestructura de manera lineal o puntual, siguiendo la distribución de ejes de columnas o muros.

Losas de cimentación. Cuando una estructura se va a desplantar en terrenos de baja resistencia (a1ta compresibilidad), y la descarga de la estructura no es demasiado grande, se puede optar por una losa de cimentación, la cual distribuye el peso de la estructura en toda el área de la construcción, que a su vez la envía a las contrarabes.

Los materiales más comunes que se emplean en la construcción de las cimentaciones, como ya se dijo antes, son el concreto reforzado y la mampostería, cuya elección depende de los materiales existentes en la zona, la profundidad de desplante, la intensidad de las cargas y desde luego la capacidad del terreno.

► Cimientos de mampostería

El diseño de cimentaciones tiene el objetivo de proporcionar el área de sustentación para impedir que el peso de la construcción lleve al terreno a un estado límite de falla. Para lograr lo anterior se aplica un modelo simplificado de distribución de esfuerzos de compresión debajo de la base de una cimentación rígida. En este modelo se supone que los esfuerzos actúan de manera uniforme de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\text{Esfuerzo } q = \frac{\text{fuerza}}{\text{área}}$$

en donde la fuerza equivale al peso $\omega_{s/t}$ aplicado en una franja de un metro a lo largo del tramo analizado, y el área corresponde al ancho B de la cimentación multiplicado por la longitud de la franja, es decir, un metro.

La condición de diseño, aplicable al terreno de desplante, que rige el diseño de este tipo de cimentaciones es la siguiente:

$$q_R \geq q_u$$

en donde el valor de la resistencia q_R del terreno, al que se denominará *esfuerzo de diseño del terreno* es obtenido por estudios de mecánica de suelos. Es importante no confundir este valor con el esfuerzo admisible del terreno, por desgracia denominado también *resistencia del terreno*, y empleado antiguamente en el criterio de diseño por valores admisibles (diseño elástico).

El valor del esfuerzo último q_u producido por las cargas sobre el terreno en una longitud unitaria puede entonces obtenerse por:

$$q_u = \frac{1.4(\omega_{s/t})}{1.0 \times B}$$

Al igualar el esfuerzo de contacto de diseño q_R al esfuerzo último para un diseño con máxima economía y despejando el ancho B se tiene:

$$B = \frac{1.4(\omega_{s/t})}{q_R}$$

Cálculo del peralte de la cimentación. La transmisión de las cargas en cimentación de mampostería se realiza de acuerdo con un ángulo de falla por tensión diagonal de aproximadamente 60° . El Reglamento de Construcciones del D.F. admite que un talud de 1 : 1.5 satisface esta consideración. Por otro lado, el ancho de la parte superior de la cimentación, llamado *corona* C es usualmente fijado en 30 cm por razones constructivas (ver figura 5.6).

En las figuras anteriores se aprecia que para calcular la altura H del cimiento, basta con conocer la magnitud del vuelo o volado V , lo cual se logra con:

Para cimientos de dos escarplos:

$$V = \frac{B - c}{2}$$

Para cimientos de un escarpio:

$$V = B - c$$

Al final:

$$H = 1.5 V$$

Recomendaciones para cimentaciones de mampostería.

En cimentaciones de mampostería de preferencia se usa la piedra braza, cuyas piezas tengan un peso entre 15 y 30 kg.

La profundidad de desplante mínima de cimientos de mampostería será de 60 cm y para el caso de cimientos para bardas será de 50 cm.

El ancho mínimo de la base del cimiento no será menor a 60 cm, y de preferencia este ancho no deberá ser mayor a 1.20 m.

El ancho de la corona será de 30 cm como mínimo y la pendiente del escarpio tendrá un ángulo de 60° o 1.5 : 1.

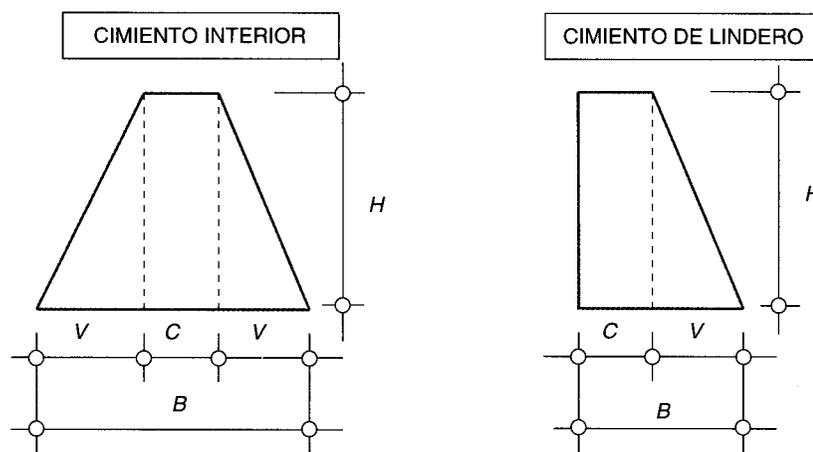


FIGURA 5.6 Características geométricas de cimientos de mampostería.

En cimientos de lindero es necesario verificar la estabilidad del cimiento para el efecto de volteo, de no ser así deberán existir cimientos perpendiculares a ellos a separaciones establecidas por el reglamento y sus normas técnicas.

Recomendaciones sobre la disposición de la cimentación

1. Es conveniente evitar la torsión de cimientos de lindero mediante la construcción de cimientos perpendiculares a ellos con separaciones máximas que el reglamento establece considerando la presión de contacto con el terreno (tabla 5.1). El *claro* mencionado se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos. Los casos (1) y (2) corresponden, respectivamente, a mampostería ligada con mortero de cal y con mortero de cemento.
2. Es conveniente ligar los tramos de cimentación interior con dalas de liga o con cimientos de dimensiones mínimas, especialmente cuando en entrepiso se tiene una trabe que coincide con ese tramo. Así, se forma un marco completo que in-

TABLA 5.1 Separaciones máximas que el reglamento establece considerando la presión de contacto del terreno.

Presión de contacto con el terreno, ton/m ²	Claro máximo en metros	
	Caso (1)	Caso (2)
$q \leq 2.0$	5.0	10.0
$2.0 < q \leq 2.5$	4.5	9.0
$2.5 < q \leq 3.0$	4.0	7.5
$3.0 < q \leq 4.0$	3.0	6.0
$4.0 < q \leq 5.0$	2.5	4.5

cluye la trabe de entrepiso, sus castillos de apoyo y la cadena o cimiento de liga.

3. No es conveniente dejar sin ligar tramos de cimentación. En la figura 5.7 se muestran las configuraciones inconvenientes de líneas de cimentación.

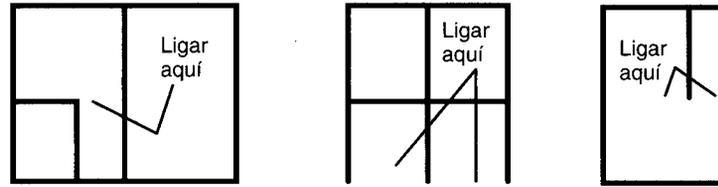


FIGURA 5.7 Disposiciones inconvenientes de cimentación.

► Cimientos corridos de concreto reforzado

El diseño de este tipo de cimentaciones tiene pocas diferencias respecto al descrito anteriormente para cimientos de mampostería. Al igual que en aquel, en este diseño se plantea un modelo simplificado de distribución de presiones bajo la cimentación (veáse la figura 5.8). También se plantea la igualdad de la presión de contacto de diseño q_R con el esfuerzo último q_u producido por las cargas sobre el terreno, de donde se aplica la siguiente expresión:

$$B = \frac{1.4(\omega_{s/t})}{q_R}$$

En esta expresión $\omega_{s/t}$ es la carga sobre terreno que toma en cuenta el peso propio de la cimentación. En este caso es posible considerar un porcentaje menor al correspondiente a cimientos de mampostería; usualmente se toma 10%, de donde:

$$\omega_{s/t} = 1.1\omega_{s/c}$$

Conocido el ancho B de la cimentación, es común hacer un ajuste de éste ancho en función de la modulación (por ejemplo, múltiplos de 10 cm) empleada. De este modo, la presión de contacto (que regirá el diseño de la losa de la zapata) se calcula con:

$$q_u = \frac{1.4\omega_{s/t}}{B_1}$$

donde: B_1 = Ancho corregido.

Propuesta de peralte de la zapata. El reglamento establece que la magnitud mínima del borde de una zapata deberá ser de 15 cm. Este valor sirve de partida para el diseño de la losa de la zapata. Para el cálculo del peralte efectivo d se debe restar el valor del recubrimiento, considerando que el reglamento también especifica un recubrimiento libre de 3 cm si existe plantilla y 5 cm si no existe.

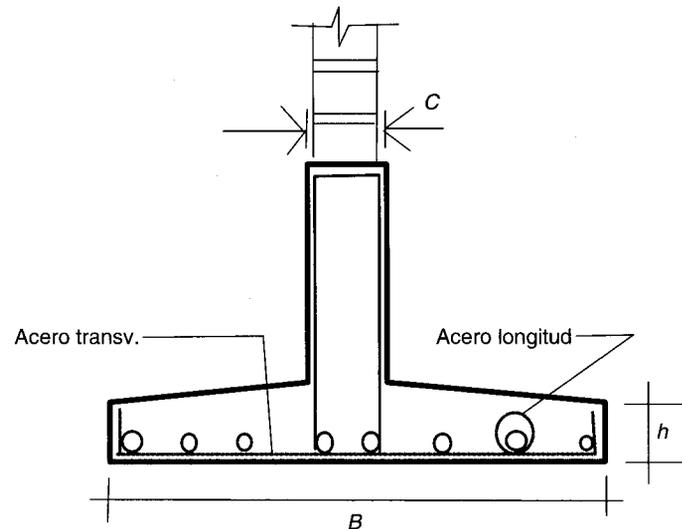


FIGURA 5.8 Zapata corrida bajo muro.

Establecimiento de la separación de la varilla transversal.

En este cálculo se tomará en cuenta la flexión producida en la sección que coincide con el paño del muro o cadena de distribución. El momento se calculará con la expresión:

$$M_u = \frac{\omega l^2}{2} \times 1.4$$

El área de acero se puede calcular empleando la expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{F_R f_Y j d}$$

La separación que satisface los requerimientos de flexión se calcula con:

$$S_1 = \frac{a_s}{A_s} \times 100$$

El área de acero que satisface los requerimientos de acero transversal por cambios volumétricos se calcula con:

$$A_{st} = 0.003 bd$$

De donde se calcula la separación de acero transversal por cambios volumétricos:

$$S_2 = \frac{a_s}{A_{st}} \times 100$$

Y se debe tomar el menor valor de las separaciones de acero transversal S_1 y S_2 .

Revisión del cortante en la losa de la zapata. Para esta revisión se debe verificar que se cumpla la condición:

$$V_R \geq V_u$$

La losa se puede considerar como una viga ancha de 100 cm de ancho que se repite a lo largo del tramo analizado. La revisión se realiza para una sección situada a un peralte del paño del muro o cadena de distribución. El valor del cortante último V_u se calcula con la siguiente expresión:

$$V_u = \omega X$$

En donde X es la distancia entre el extremo de la zapata y la sección crítica.

Por otro lado, el cortante resistente de la losa, considerada como viga ancha, se calcula con:

$$V_R = 0.5FR \sqrt{f_c^*} bd$$

En donde p es la cuantía correspondiente a la separación transversal.

Separación de varilla longitudinal. Esta separación sólo toma en cuenta el acero longitudinal necesario por cambios volumétricos y se calcula mediante:

$$A_{st} = 0.003 Bd$$

En donde B es el ancho de la franja analizada (un metro) y d su peralte.

Al final, la separación s del acero longitudinal se calcula con:

$$S = \frac{a_s}{A_{st}} \times B$$

EJEMPLO: Calcular una zapata bajo muro para resistir una carga sobre cimiento $\omega_{s/c} = 8\,500$ kg/m. El ancho de la cadena de distribución es de 20 cm. Considere $f'_c = 250$ kg/cm² y $f_y = 4\,200$ kg/cm². El esfuerzo de contacto del terreno vale $q_R = 9\,000$ kg/m².

SOLUCIÓN: La carga sobre terreno equivale a:

$$\omega_{s/t} = 1.1 \omega_{s/c} = 8\,500 \times 1.1 = 9\,350 \text{ kg/m}$$

El ancho nominal de la zapata para que los esfuerzos bajo la base sean iguales al de diseño se calcula con:

$$B = \frac{1.4 \times 9\,350}{9\,000} = 1.45 \text{ m}$$

Al redondear el ancho de la zapata a $B_f = 1.50$ m, se calculan los esfuerzos efectivos de contacto de la siguiente manera:

$$q_u = \frac{1.4 \times 9\,350}{1.50} = 8\,727 \text{ kg/m}^2$$

Propuesta del espesor de la zapata. Al considerar que la zapata tiene dispuesta una plantilla, se propone un ancho de borde de 20 cm, por lo tanto el peralte efectivo valdrá:

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

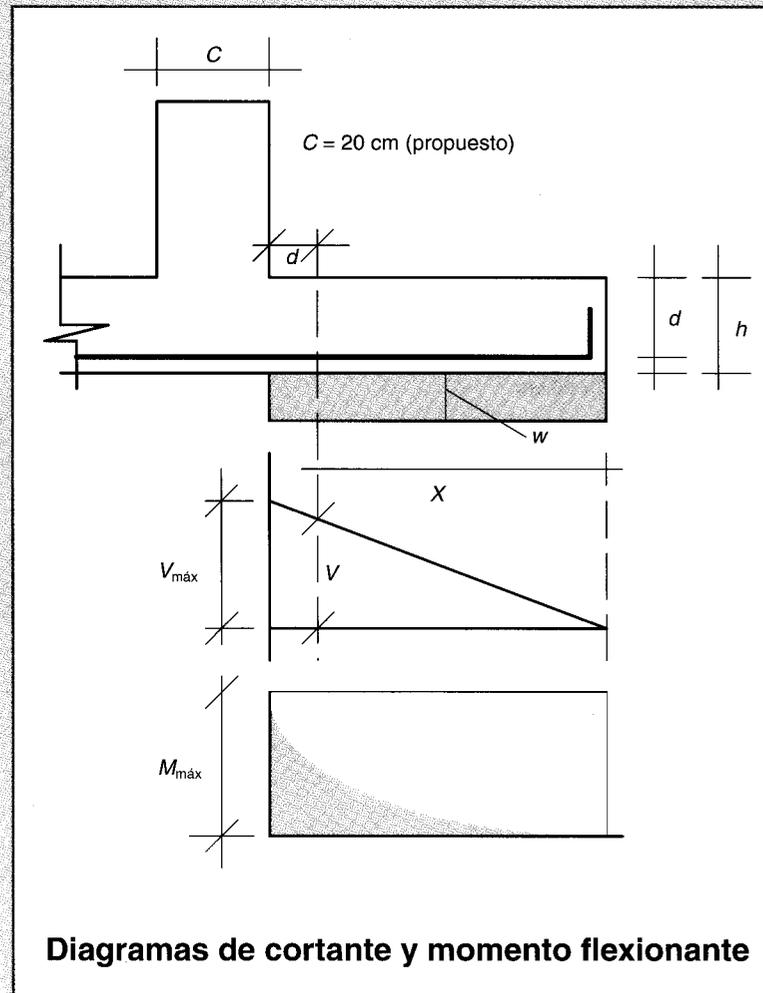
Separación de varilla transversal. En este cálculo se considera el armado que deberá resistir al momento flexionante máximo en la unión de la losa con la cadena de distribución y el armado por temperatura. De ambos, regirá el que conduzca a separaciones menores.

Armado por momento flexionante. El momento en el empotramiento vale, considerando una longitud:

$$L = \frac{1}{2} (1.50 - 0.20) = 0.65 \text{ m}$$

$$M = \frac{\omega l^2}{2} = \frac{1}{2} (8\,727 \times 0.65^2) = 1\,844 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El área de acero necesaria para este momento es:



$$A_s = \frac{M_u}{FRf_yjd} = \frac{184\,400}{0.9 \times 4\,200 \times 0.89 \times 17} = 3.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La cual conduce a una separación S_1 de varilla igual a:

$$S_1 = \frac{a_s}{A_s} \times 100 = \frac{71}{3.22} = 22 \text{ cm}$$

Armado transversal por cambios volumétricos. Este armado se calcula considerando una cuantía mínima por temperatura equivalente a 0.003:

$$A_s = 0.003 \times 100 \times 12 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La separación correspondiente vale:

$$S_2 = \frac{71}{3.6} = 20 \text{ cm}$$

De donde la separación s de varilla transversal valdrá $s = 20 \text{ cm}$.

Armado longitudinal por cambios volumétricos. Al considerar también una cuantía mínima equivalente a 0.003, el área de acero en todo el ancho de la zapata equivale a:

$$A_s = 0.003 \times 150 \times 12 = 5.4 \text{ cm}^2$$

De donde la separación de la varilla longitudinal valdrá:

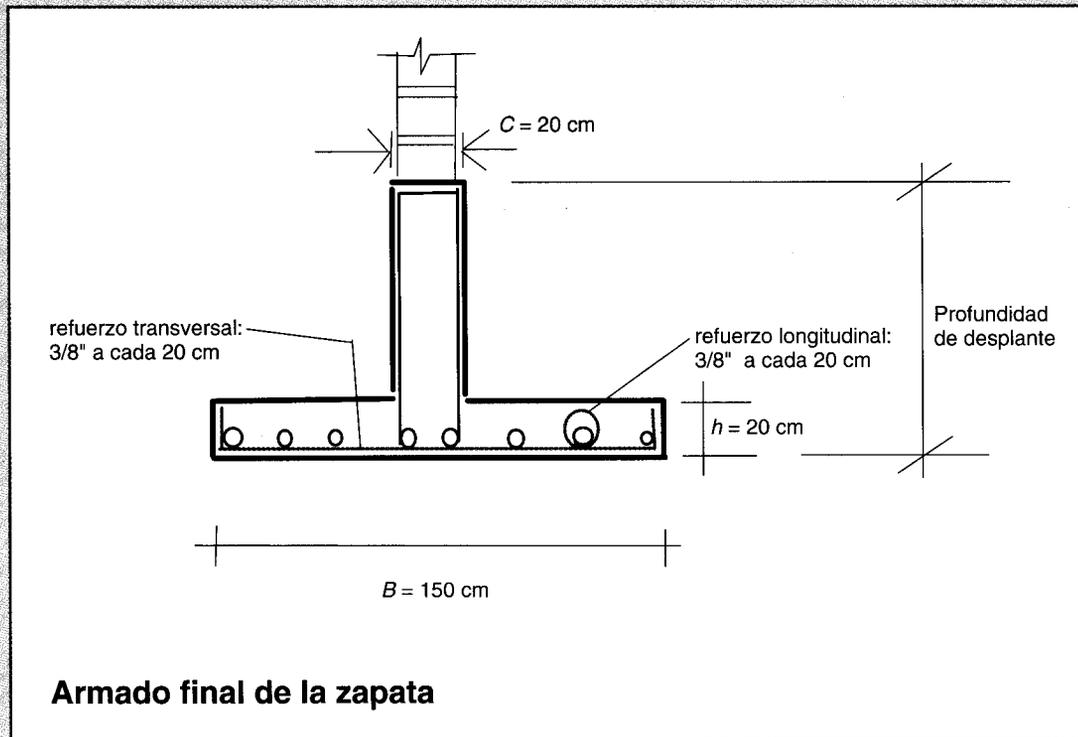
$$S = \frac{0.71}{5.4} \times 150 = 20 \text{ cm}$$

Revisión por cortante de la sección. El cortante último puede calcularse en la sección crítica situada a un peralte del empotramiento de la siguiente manera:

$$V_u = (0.65 - 0.17) \times 8\,727 = 4\,188 \text{ kg}$$

El cortante resistente vale:

$$V_R = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 17 \sqrt{f'_c} \\ = 9\,617 \text{ kg} > 4\,188 \text{ kg (ok)}$$



› Losas de cimentación

En lugares en los que la baja capacidad del terreno conduzca a superficies de cimentación exageradas (mayores que el 50% del área en planta de la construcción), es conveniente el empleo de losa de cimentación, que consiste en una placa continua, por lo general de concreto reforzado, desplantada a nivel de terreno, la cual usualmente es rigidizada por medio de contratrabes, sobre las cuales se desplantan los muros de carga. Una vez que se garantiza la adecuada rigidez de la cimentación, es posible aplicar un criterio de diseño en el que, por lo regular, ya no es tan importante el valor de los esfuerzos en el terreno, sino la distribución de los mismos en la losa de cimentación.

El problema de diseño de este tipo de elemento estructural contiene tres aspectos importantes:

1. Verificar que las cargas se distribuyan en forma razonablemente uniforme.
2. Establecer las dimensiones de las contratrabes que garanticen que las presiones de contacto se distribuyan sobre la losa de modo que ésta se comporte rígidamente, y logre despreciar los asentamientos diferenciales.
3. Definir la forma en que las presiones de contacto se distribuyan sobre la losa de cimentación, pues se ha comprobado que dicha distribución no es uniforme para ciertos tipos de terreno. A partir de estas presiones se calculan los tableros de losa como si fueran elementos apoyados perimetralmente. El análisis de este sistema se describe en el apartado "Losas macizas perimetralmente apoyadas".

A continuación se explicarán con más detalle estos aspectos:

1. *Verificación de uniformidad de cargas.* Se debe verificar que las cargas se distribuyan en forma uniforme para evitar las excentricidades que producirían

asentamientos rígidos mayores en un lado de la construcción.

2. *Rigidez de las contratrabes.* Se debe cuidar que las dimensiones de las contratrabes sean las necesarias para minimizar los asentamientos diferenciales. Si la distribución de cargas y rigideces es razonablemente simétrica, la cimentación se puede modelar como una viga sujeta a una carga uniforme y empotrada en el centro de la cimentación. Al aplicar el criterio simplificado anterior se ha establecido que si se cumple la siguiente desigualdad:

$$\frac{EI}{E_s bL^3} \geq 0.5$$

entonces el conjunto de contratrabes le proporciona a la cimentación suficiente rigidez para despreciar los asentamientos diferenciales.

En la expresión anterior, E corresponde al módulo de elasticidad del material de las contratrabes, I corresponde al momento de inercia de las mismas (en un primer cálculo puede considerarse una sección transversal rectangular), E_s es el módulo de elasticidad del terreno bajo la cimentación, b es el ancho cargado y L es la longitud de la cimentación en la dirección analizada (tabla 5.2). Obviamente se debe verificar primero la dirección más larga, pues es la más desfavorable.

Una vez que se ha verificado que se cumple la condición anterior, es posible calcular la losa de cimentación con base en una distribución de presiones determinada.

3. *Presiones de contacto.* La forma en que actúa la cimentación sobre el terreno depende mucho de las características de éste. Así, para terrenos firmes, se puede establecer que si se considera la distribución de presiones uniforme no se cometen grandes errores. En cambio, para terrenos compresibles, la distribución de esfuerzos en el suelo dista mucho

TABLA 5.2 Valores del módulo de elasticidad E_s del suelo para diferentes tipos de suelo.

Tipo de suelo	E_s (kg/cm ²)
Suelo fangoso	11.00 a 33.00
Arena seca o húmeda, suelta	0.16H a 0.48H
Arena seca o húmeda, media	0.48H a 1.60H
Arena seca o húmeda, densa	1.60H a 3.20H
Grava fina con arena fina	1.07H a 1.33H
Grava media con arena fina	1.33H a 1.60H
Grava media con arena gruesa	1.60H a 2.00H
Grava gruesa con arena gruesa	2.00H a 2.66H
Grava gruesa firmemente estratificada	2.66H a 5.32H
Arcilla blanda (q_u 0.25 a 0.50 kg/m ²)	15 a 30
Arcilla media (q_u 0.50 a 2.00 kg/m ²)	30 a 90
Arcilla compacta (q_u 2.0 a 4.0 kg/m ²)	90 a 180
Arcilla margosa dura (q_u 4.0 a 10.0)	180 a 480
Marga arenosa rígida	480 a 1 000
Arena de miga y tosco	500 a 2 500
Marga	500 a 5 000
Caliza margosa alterada	3 500 a 5 000
Caliza sana	20 000 a 800 000
Granito meteorizado	700 a 200 000
Granito sano	40 000 a 800 000

H = Profundidad de desplante de cimentación, en cm

de ser uniforme. Para este último caso, un procedimiento simplificado, que implica considerar a las presiones actuando en forma escalonada es descrito en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

Para cimentaciones con cargas distribuidas de manera uniforme y con una adecuada rigidez, es razonable considerar la losa de cimentación como un piso invertido sujeto a una carga uniforme equivalente a la presión de contacto. En el siguiente ejemplo se plantea este caso.

EJEMPLO: Para la siguiente losa de cimentación, establecer las dimensiones de las contratrabes que garanticen una distribución uniforme de las cargas hacia el terreno de desplante. Asimismo, obtener la presión de diseño de la losa de cimentación.

Suma de cargas de la superestructura:

$$\Sigma W = 340\,000 \text{ kg}$$

Presión de diseño del terreno:

$$q_u = 7\,000 \text{ kg/m}^2$$

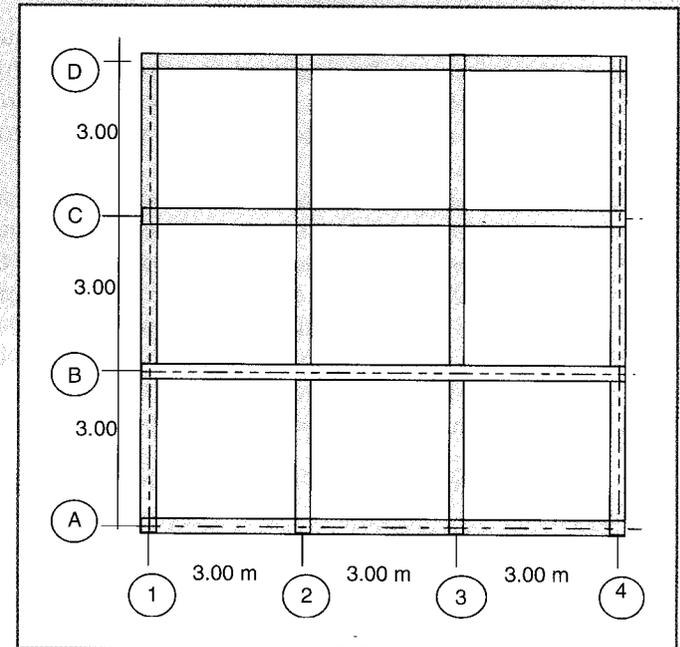
Arcilla media (q_R 0.50 a 2.00 kg/m²):

$$E_s = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Concreto:

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2;$$

$$E_c = 14\,000 \sqrt{f'_c} = 242\,487 \text{ kg/cm}^2$$



Área en planta de la construcción:

$$9.0 \times 10.0 = 90 \text{ m}^2$$

Área necesaria de cimentación:

$$340\,000 / 7\,000 = 48.6 \text{ m}^2$$

Relación de áreas:

$$48.6 / 90 = 0.54 > 0.50.$$

(Se sugiere emplear losa de cimentación)

Propuesta de dimensiones de contratraves. Se proponen contratraves de 40 × 150 cm de dimensiones totales.

Verificación de que la rigidez de la cimentación permite ignorar los asentamientos diferenciales.

Si aplicamos la condición para poder ignorar los asentamientos diferenciales:

$$\frac{EI}{E_s bL^3} \geq 0.5$$

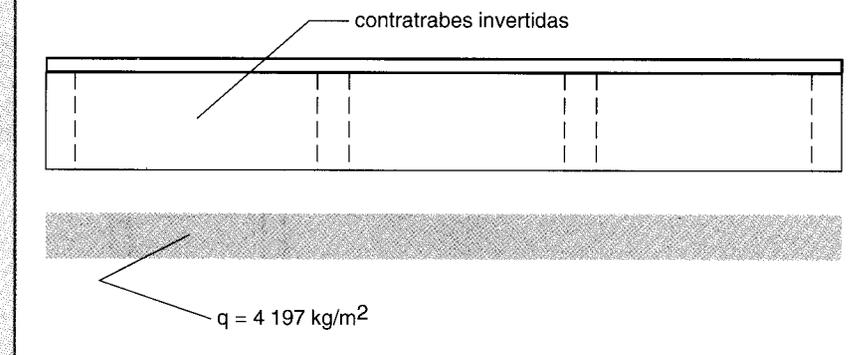
El momento de inercia de cada contratrabe es:

$$I = bh^3 / 12 = 11.25 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Sustituyendo:

$$\frac{242\,487 \times 11.25 \times 10^6 \times 4}{30 \times 900 \times 900^3} = 0.55 > 0.50$$

DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SOBRE EL TERRENO



Presión de diseño de la losa de cimentación:

$$q_u = \frac{340\,000}{9.0 \times 9.0} = 4\,197 \text{ kg/m}^2$$

NOTA: Con estas presiones se diseñará la losa de cimentación de acuerdo al criterio establecido en el ejemplo de diseño de losas de este texto. La precaución más importante a tomar es la de considerar que en este caso las presiones actúan hacia arriba, es decir, que los esfuerzos se invierten y en consecuencia los armados deberán colocarse de forma inversa a el armado de una losa sujeta a cargas gravitacionales. Lo mismo es aplicable para el diseño de las contratraves.



DISEÑO Y REVISIÓN DE MUROS

➤ Sistemas estructurales a base de muros de mampostería

Los muros de mampostería son elementos estructurales que se emplean de manera frecuente en la construcción de diversas edificaciones. De-

pendiendo de su funcionamiento, se clasifican como: muros de carga, muros de contención, muros divisorios y bardas. Su mayor utilización se encuentra en la construcción de viviendas y, en menor grado, como elementos de contención, ya sea para contener el empuje de líquidos, tierra o granos.

Los muros de mampostería de acuerdo con su función dentro de una estructura se clasifican en:

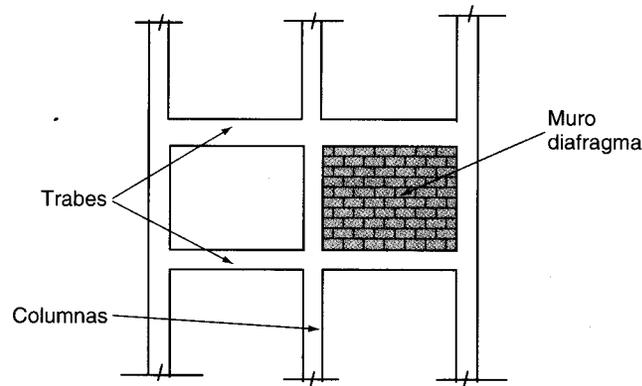


FIGURA 5.9 Muros diafragma en un marco.

1. **Muros diafragma.** Son aquellos que se encuentran rodeados en su perímetro por vigas y columnas, proporcionándole a los marcos una mayor rigidez contra la acción de las cargas horizontales (figura 5.9).
2. **Muros confinados.** Estos muros, los más empleados en el medio para vivienda unifamiliar, son aque-

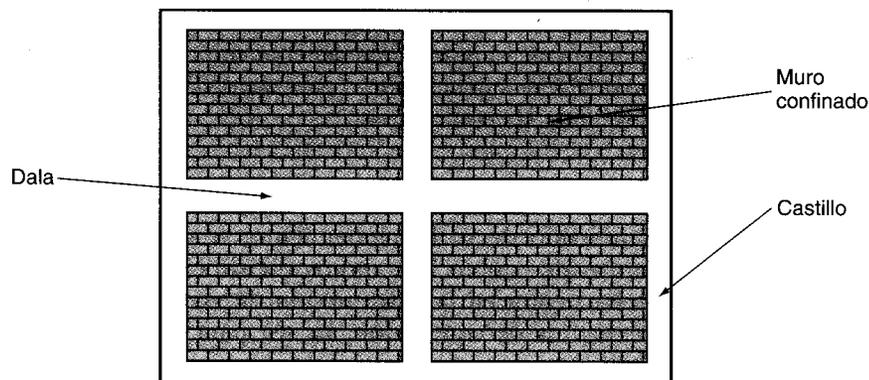


FIGURA 5.10 Muros confinados.

llos que se encuentran rodeados por elementos llamados castillos y dalas, cuya función es ligar al muro proporcionándole un confinamiento que le permita un mejor comportamiento, principalmente ante la acción del sismo. Por la anterior razón, las dalas y los castillos deberán cumplir con ciertos requisitos que se mencionan posteriormente.

3. **Muros reforzados interiormente.** Son aquellos con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero, tanto el horizontal como el vertical, se distribuye a lo largo y a lo alto del muro.

Confinamiento de muros

En la mampostería confinada, los muros están rodeados por elementos de concreto del mismo espesor (castillos y dalas o cadenas). Éstos forman un pequeño marco perimetral que cumple la función de ligar los muros entre sí y de proporcionarles un confinamiento que les garantice un mejor funcionamiento ante un sismo.

En la figura 5.10 se muestran los elementos que constituyen el *confinamiento* en muros confinados. Las características reglamentarias que deben tener estos elementos se mencionan a continuación:

1. **Castillos.** Deberá colocarse un castillo en cada extremo o intersección de muros y a una separación no mayor que $1.5 H$ ni 4 m . Los pretilos o parapetos deberán tener castillos con separación no mayor a 4 m .
2. **Cadenas.** Deberá colocarse una cadena en todo extremo superior o inferior de muro a una separación vertical no mayor que 3 m , y en los pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 50 cm .
3. Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor t de la mampostería del muro.

- El concreto de dalas y castillos tendrá una resistencia a la compresión f'_c no menor que 150 kg/cm².
- Los castillos y cadenas llevarán un refuerzo longitudinal A_s que no será menor que:

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2$$

consistente en cuando menos tres barras de acero.

- El refuerzo longitudinal de castillos y dalas deberá estar anclado en los elementos que limitan al muro de modo que pueda fluir.
- Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados, cuya área no será menor que

$$A_{sc} \frac{1\ 000s}{f_y hc}$$

donde hc es la dimensión del elemento en el plano del muro. La separación de los estribos "s" no excederá de 1.5 t ni de 20 cm.

Propiedades básicas de los muros

Para determinar el comportamiento de los muros sujetos a cargas verticales, se deberán realizar ensayos de laboratorio para establecer la curva esfuerzo-deformación completa, así como también el módulo de elasticidad, valores que servirán para definir la curva idealizada.

De la misma manera, para conocer el comportamiento ante la acción de cargas horizontales, es necesario conocer la resistencia a la tensión de la mampostería, así como la adherencia, la fricción y la posición de las juntas. Por lo tanto, se hace indispensable contar con

algunos ensayos que permitan determinar los parámetros mencionados. Estos ensayos deben ser representativos del comportamiento del elemento a escala natural y lo más sencillos posible para que se lleven a cabo con facilidad en cualquier material.

De las pruebas realizadas en el laboratorio se obtienen las expresiones para predecir los valores de las resistencias de los elementos sujetos a la acción de las diferentes cargas.

Criterios que influyen para fijar un factor de resistencia F_R

- Variabilidad en las propiedades de los materiales.
- La resistencia de las piezas.
- Condiciones de la obra comparadas con las del laboratorio.
- Incertidumbre en los valores que van a tomar las diferentes cargas que actúan sobre las estructuras, es decir en algunos casos no se tiene certeza del valor real.
- Aproximación en los métodos de análisis.

› Muros sujetos a cargas verticales

Las *cargas verticales* se derivan fundamentalmente del funcionamiento de la construcción, es decir, corresponden al peso propio de la estructura y acabados, así como de las cargas generadas por el uso de la edificación.

En una estructura de mampostería, estas cargas serán soportadas por los muros, los cuales se llaman *muros de carga* y cuya función principal es la de soportar y transmitir las cargas a la cimentación. De manera simple, se puede establecer la forma de resistir estas cargas a partir de las disposiciones que el reglamento establece para el análisis y la revisión de muros sujetos a la acción de cargas verticales.

Disposición reglamentaria

El RCDT establece que la resistencia de los muros a cargas verticales debe ser mayor o igual a la carga vertical última en cada muro de la estructura, es decir:

$$P_R \geq P_U$$

en donde P_U es la carga vertical actuante debida al peso propio, al peso de las losas y al generado por el funcionamiento de la construcción, cuya suma será multiplicada por el factor de carga respectivo y que, en este caso, corresponde a $FC = 1.4$, el cual es el que debe aplicarse para combinaciones de cargas muertas y cargas vivas. Será admisible determinar las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias.

Por otro lado, el reglamento establece que, para determinar las fuerzas internas en los muros, es necesario hacer un análisis elástico. Además, considera que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y, por lo tanto, debe realizarse un análisis más adecuado en caso de la aparición de tensiones.

Criterio de análisis de muros por carga vertical del RCDT

El reglamento establece el criterio para la revisión de muros sometidos a la acción de las cargas verticales, el cual se indica a continuación:

Para analizar muros que están sujetos a la acción de cargas verticales se deberá considerar lo siguiente:

1. En las juntas de muros y pisos ocurren rotaciones locales debidas al asentamiento del mortero, por lo que se considera que la junta tiene capacidad de rotación, lo cual genera, en ese lugar, una articulación que provoca que los momentos sean nulos.

2. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los siguientes efectos:

- a) Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser distribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes de viento o sismo normales al plano del muro.
- b) Los momentos debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos. Tal excentricidad será cuantificada con la siguiente expresión:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

donde t es el espesor del muro y b la porción de muro en donde se apoya la losa soportada por el mismo.

Carga vertical resistente

El reglamento establece una expresión con la cual se determina la carga vertical que un muro puede resistir, siendo ésta:

$$P_R = FR F_E \left(f_m^* + 4.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) A_T \quad (5.4) \text{NTC}_{\text{mampostería}}$$

donde:

P_R = Carga vertical resistente.

FR = Factor de reducción que vale 0.6 para muros confinados o reforzados.

F_E = Factor de reducción por excentricidad y esbeltez del muro, que se podrá tomar igual 0.7 para muros interiores que soportan claros que no difieren

entre sí en más de 50%. F_E se podrá tomar igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50%, así como para aquellos casos en que la relación de carga muerta a carga viva sea mayor de uno.

Para ambos casos se debe cumplir lo siguiente:

1. Las deformaciones en los extremos del muro están restringidas por el sistema de piso que se liga a los muros mediante el refuerzo vertical de éstos.
2. La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal del plano del muro.
3. La relación altura libre a espesor del muro, H/t , es menor a 20.

Cuando no se cumplan las condiciones establecidas en el caso anterior, el factor de reducción por esbeltez F_E se determinará con el valor menor que resulte de comparar 0.7 y la siguiente expresión:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad (3.2) \text{ NTC}_{\text{mampostería}}$$

donde:

t = Espesor del muro

e' = Excentricidad calculada para la carga vertical, más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$.

H = Altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral.

k = Factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:

$k = 2$ para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

$k = 1$ para muros extremos en que se apoyan losas.

$k = 0.8$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

f_m^* = Esfuerzo a compresión de diseño de la mampostería.

A_T = Área del muro en la planta.

Por lo tanto, para garantizar la seguridad de los muros ante la acción de las cargas verticales, bastará con comparar la carga última actuante (P_U) con la carga resistente (P_R) debiéndose cumplir que la resistencia sea mayor que la acción "última". En caso de que esta condición no se cumpla, se tendrán que rediseñar los muros que no satisfagan la condición mencionada.

Para realizar este rediseño se debe tomar como base la expresión de la resistencia, ya sea cambiando el espesor del muro utilizado, ya que con esto el área aumentaría (A_T), o mejorar el tipo de material del muro, es decir, una mampostería con mayor resistencia de diseño (f_m^*).

► Muros sujetos a cargas horizontales (sismo)

Las cargas horizontales que actúan sobre estructuras de mampostería se deben a diversas causas. Sin embargo, la causa más frecuente e importante es el *sismo*. La acción sísmica produce efectos diversos de los cuales, el más trascendente, es el de la fuerza cortante en la estructura. Ésta debe ser resistida mediante los elementos estructurales (marcos rígidos, muros). En este apartado, se considera que los elementos resistentes básicos son los muros de mampostería. Por lo que se establecerá la forma en que dichas estructuras resisten la acción sísmica, así como las disposiciones reglamentarias sobre su construcción. Asimismo, se describirán los criterios de diseño contemplados por el RCDF para estructuras de mampostería y se hará énfasis en el criterio reglamentario

denominado *Método Simplificado de Análisis Estático* del Reglamento de Construcciones del D.F.

Criterios de análisis sísmico

De acuerdo con el reglamento, todas las estructuras se clasifican según su uso y destino, conforme a lo establecido en el Art. 174, que toma en cuenta la importancia de las mismas en términos de lo que significan para la sociedad durante un sismo. En el reglamento se establecen los procedimientos de cálculo, los cuales se denominan métodos de análisis sísmico, y se clasifican en *método estático* y *método dinámico*.

Los *métodos estáticos*, cuyo empleo se recomienda para estructuras que no alcanzan grandes alturas, a su vez se clasifican en: *método de análisis sísmico estático*, el cual se emplea en estructuras que no excedan de 60 m de altura y *método de análisis sísmico estático simplificado*, para el análisis de estructuras cuya altura no sea mayor que 13 m.

El *método de análisis dinámico* no se limita a ningún tipo de estructura. Sin embargo, las NTC establecen la necesidad de realizar este análisis si la estructura rebasa los 60 m de altura. Dado que las estructuras de mampostería rara vez exceden la altura mencionada, no es usual el empleo de este método en ellas.

Criterios de análisis estático

Como se mencionó anteriormente, los elementos resistentes de la fuerza sísmica en estructuras de mampostería son los muros. Se considera que si la estructura está capacitada para resistir el total de la acción sísmica en cada dirección ortogonal, es obvio que también podrá resistir al sismo actuando en cualquier dirección oblicua, lo cual producirá componentes menores que el total de dicha acción.

El RCDF establece que la resistencia por cortante V_R de los muros en cada dirección de análisis debe ser

mayor o cuando menos igual al cortante último V_U producido por la acción sísmica:

$$V_R \geq V_U$$

Cortante último. El cortante último V_U es el resultado de multiplicar el cortante sísmico V_S por el actor de carga $FC = 1.1$ cuyo valor toma en cuenta que en el análisis está involucrada una acción accidental (sismo). La obtención del cortante sísmico es producto de un análisis que obedece a diversos modelos teóricos de comportamiento de una estructura de mampostería ante la acción sísmica. Si la distribución de pesos y rigideces en la estructura es notablemente asimétrica, se deberá emplear un modelo que tome en cuenta las torsiones sísmicas que seguramente existirán. Para la solución de este problema, existen programas de cómputo que cuantifican la fuerza cortante sísmica que es tomada por los diversos elementos de mampostería de la estructura. Por el contrario, si la distribución de pesos y rigideces es uniforme, el reglamento permite el empleo de un modelo simplificado en el cual se supone que los elementos colineales a la acción sísmica soportan de manera uniforme la fuerza cortante. A continuación se describirán los métodos de análisis estático reglamentarios.

Método estático de análisis

De acuerdo con este método, se verifica que la resistencia a la fuerza cortante de los muros sea mayor que el cortante último producido por la acción sísmica:

$$V_R \geq V_U$$

Determinación de la fuerza sísmica. El RCDF acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los

diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de acero en la base hasta un máximo a_m en la parte superior (véase la figura 5.11):

La fuerza horizontal en cada piso vale:

$$F_i = \frac{P_i}{g} a_i = \frac{P_i}{g} \frac{h_i}{H} a_m$$

El cortante en la base vale:

$$V_s = \sum F_i = \frac{a_m}{H} \frac{\sum P_i h_i}{g}$$

de donde:

$$a_m = \frac{V_s H g}{\sum P_i h_i}$$

al final, sustituyendo a_m :

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i} V_s = \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i} c_s P$$

en donde:

F_i es la fuerza sísmica en el nivel deseado. Por ejemplo, el cálculo de esta fuerza en la azotea conduciría a la determinación de la fuerza cortante en los muros de la planta alta.

Para la planta baja, la suma de las fuerzas sísmicas conduce al cortante sísmico en la base de la estructura, el cual es llamado *cortante basal*:

$$V_s = c_s P$$

donde:

P = Peso total de la estructura

c_s = Coeficiente sísmico

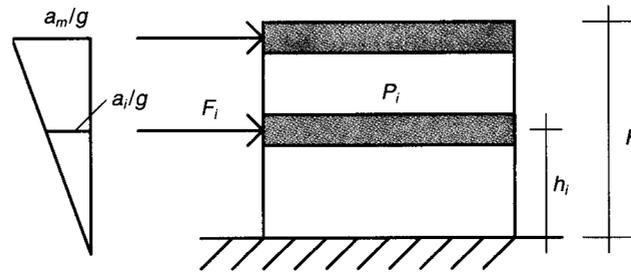


FIGURA 5.11 Distribución de aceleraciones sísmicas en una construcción.

La importancia de la construcción ante un sismo define si la falla de la estructura produciría pérdidas de consideración de vidas humanas o de valores económicos o culturales, o bien, si se impediría una función importante y necesaria a raíz de un sismo. Desde el punto de vista anterior, las estructuras se clasifican en *grupo A* para lugares de frecuente aglomeración, hospitales, estaciones de bomberos o instalaciones que liberarían gases tóxicos a la atmósfera y en *grupo B* para estructuras de vivienda, oficinas, locales comerciales, hoteles y las no incluidas en el grupo anterior. A su vez, este grupo se subdivide en dos subgrupos (B_1 y B_2) que toman en cuenta la localización y las características geométricas específicas de la estructura.

Los registros acelerográficos de los sismos que han afectado a la ciudad de México y su área conurbada demuestran que las aceleraciones y, en consecuencia, las fuerzas sísmicas dependen del tipo de terreno, siendo en general mayores en zonas de terrenos más compresibles. El reglamento clasifica el tipo de terreno en *tipo I* para la zona de lomerío (poco compresible), *tipo II* para la zona de transición (compresible) y *tipo III* para la zona del lago (muy compresible). Para las áreas no definidas en la zonificación reglamentaria, se deberán realizar estudios de mecánica de suelos.

TABLA 5.3 Valores del coeficiente sísmico, según el RCDf para estructuras del grupo B.

Zona	C_s
I	0.16
II	0.32
IIIa y IIIc	0.40
IIIb	0.45
III d	0.30

El valor del coeficiente sísmico lo establece el reglamento para estructuras del grupo B, especificando que para estructuras del grupo A deberán multiplicarse los valores por 1.5 (tabla 5.3).

Método simplificado de análisis del RCDf

Este método es aplicable a estructuras cuya altura no exceda 13 m y que cumplan ciertas condiciones de regularidad en carga y rigidez.

Para garantizar que se cumplan las condiciones de regularidad en la distribución de carga y rigideces, el RCDf establece los siguientes requisitos para la aplicación del método simplificado:

1. En cada planta, al menos el 75% 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 una distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Para ello, la excentricidad torsional calculada de manera estática, e_s , no excederá del 10% de la dimensión "B" en la planta del entrepiso medida paralelamente a dicha excentricidad. Según las NTC sismo, la excentricidad torsional e_s puede calcularse con la siguiente expresión:

$$e_s = \frac{|\sum \times F_{AE} A_T|}{F_{AE} A_T} \leq 0.1B$$

En la expresión anterior puede observarse el término área efectiva $F_{AE} A_T$, que es el producto del área bruta de la sección transversal del muro A_T y el factor F_{AE} que está dado por:

$$F_{AE} = 1$$

$$s_i \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2$$

$$\text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \quad (3.4) \text{ NTC}_{\text{mampostería}}$$

2. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de dos a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marcan las presentes normas.
3. 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.

Una vez verificado que se cumplen las anteriores condiciones, se procede a calcular la fuerza cortante sísmica a partir de los coeficientes sísmicos que proporciona el mismo RCDf. Para la correcta elección del coeficiente sísmico que corresponde a la construcción, se debe considerar:

1. *Tipo de construcción.* Anteriormente, se estableció la clasificación de estructuras como grupo A y grupo B, subdivididas a su vez en subgrupos B_1 y B_2 .
2. *Tipo de terreno.* Este concepto también fue definido anteriormente.
3. *Altura de la construcción.* Los coeficientes del método simplificado se han obtenido a partir del periodo fundamental estimado en función de la altura, por lo que, en general, a mayor altura se considera una fuerza sísmica mayor.

4. *Tipo de piezas de mampostería.* El coeficiente sísmico es afectado por un factor de ductilidad que toma en cuenta la capacidad de disipar energía de los diversos sistemas constructivos. Los tipos de piezas especificados (piezas macizas y piezas huecas) son los más comunes, por lo que se especifican los valores del coeficiente sísmico afectado por ductilidad para ellos en la tabla 5.4.

Los coeficientes de la tabla anterior representan la ordenada espectral reducida por ductilidad; por lo tanto, multiplicados por el peso total de la construcción, proporcionan la fuerza cortante sísmica en la base:

$$V_s = C_s P$$

en donde:

C_s = Coeficiente sísmico de la tabla anterior.

P = Peso total de la construcción en kg (considerando cargas muertas máximas y cargas vivas accidentales W_d).

Por último, el cortante último se obtiene multiplicando el cortante sísmico por el correspondiente factor de carga:

$$V_u = F_C P = 1.1 P$$

Cortante resistente. El *cortante resistente* de los muros se establece mediante la aplicación de la siguiente expresión reglamentaria:

$$V_{mR} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T \tag{5.7} \text{NTC}_{\text{mampostería}}$$

donde:

V_{mR} = Cortante resistente de elemento analizado.

TABLA 5.4 Coeficientes sísmicos reducidos por ductilidad para el método simplificado (estructuras grupo b).

Zona	Muros piezas macizas			Muros piezas huecas		
	Altura de la construcción			Altura de la construcción		
	$h < 4 \text{ m}$	$4 < h < 7 \text{ m}$	$7 < h < 13 \text{ m}$	$h < 4 \text{ m}$	$4 < h < 7 \text{ m}$	$7 < h < 13 \text{ m}$
Zona I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
Zonas II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

Nota: Para estructuras del grupo A, multiplicar coeficientes por 1.5.

F_R = Factor de reducción de resistencia.

v_m^* = Esfuerzo resistente de la mampostería empleada.

A_T = Área en planta de los muros, en la dirección de análisis, en consecuencia:

$$A_{TX} = t \sum L_{Xi}; A_{TY} = t \sum L_Y$$

t = ancho del muro analizado.

L = Longitud del muro analizado en la dirección de análisis.

P = Carga vertical soportada por el muro.

La expresión mostrada toma en cuenta pruebas de laboratorio en las cuales se considera la contribución de las cargas verticales, P , en la resistencia por cortante al inhibir la aparición de grietas de tensión diagonal. Los ensayos se desarrollan al aplicar una fuerza estática horizontal a un muro de prueba (figura 5.12) y al medir el máximo valor que puede adquirir esta fuerza.

Los resultados de las pruebas presentan dispersión, la cual se resuelve pasando una línea recta por debajo de la nube de puntos (figura 5.13).

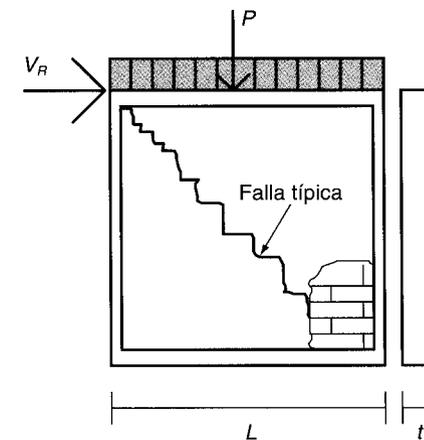


FIGURA 5.12 Prueba por cortante de muro de mampostería.

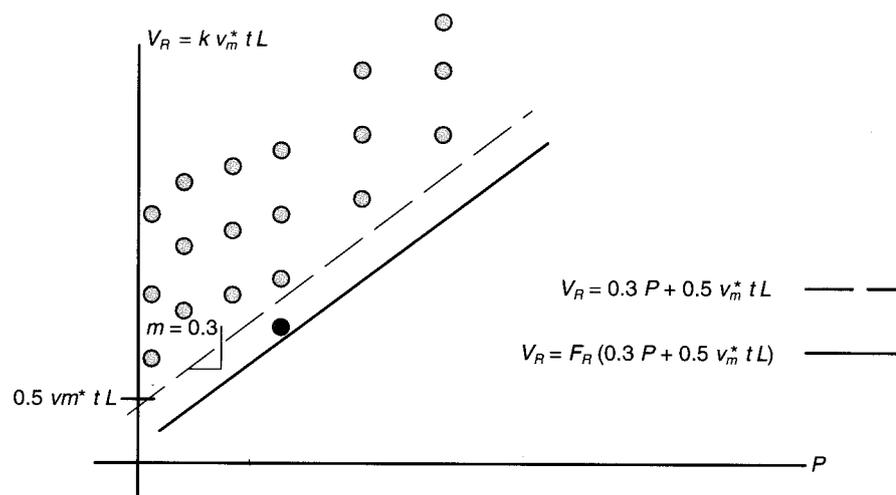


FIGURA 5.13 Gráfica de resultados de pruebas por cortante de muros.

La forma de la ecuación de la línea que pasa por debajo de la nube de resultados tiene la forma $y = mx + b$. En las ordenadas se toma el valor de la fuerza cortante V_R . En las abscisas, se considera el valor de la carga que se aplica en los diferentes ensayos. La pendiente de la recta se estimó en 0.3, y la ordenada al origen, límite inferior de los resultados de los ensayos con carga vertical nula, se consideró igual a $0.5 v_m^* t L$ en donde v_m^* es el esfuerzo cortante resistente de diseño.

La ecuación de la recta mencionada es:

$$V_R = 0.3 P + 0.5 v_m^* t L$$

Al final, se consideró el caso de que algún punto saliera de la nube y se ubicara por debajo de la línea. La ecuación definitiva contempla una reducción de resistencia por la aplicación del factor F_R . Además, se establece un valor máximo equivalente a

$$1.5 F_R V_m^* t L$$

$$V_{mR} = F_R (0.5 v_m^* t \Sigma L + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m^* t \Sigma L$$

$$(5.7) \text{ NTC}_{\text{mampostería}}$$

Procedimiento de revisión sísmica aplicando el método simplificado de análisis del RCDP

El procedimiento mencionado implica los siguientes pasos:

1. Verificar que el local a revisión cumpla con los requisitos de regularidad establecidos por el reglamento.
2. Determinar la clasificación (grupo) de la construcción de acuerdo con el criterio reglamentario.
3. Localizar geotécnicamente la construcción empleando para ello la carta geotécnica del D. F.
4. Calcular el peso P de la construcción considerando las cargas muertas máximas totales, apéndices y cargas vivas accidentales. En el cálculo de este peso puede no tomarse en cuenta la mitad inferior de los muros de planta baja, la cual se considera que no le aplica efectos de inercia a la construcción.
5. Seleccionar el coeficiente sísmico correspondiente a partir de la tabla de coeficientes, considerando el grupo, tipo de piezas de mampostería, altura de la construcción y tipo de terreno.
6. Obtener el cortante sísmico en la base de la estructura mediante la aplicación de:

$$V_s = C_s P$$

7. Obtener el cortante último:

$$V_U = 1.1 V_s$$

8. Obtener el cortante resistente de los muros en las dos direcciones ortogonales principales mediante las siguientes expresiones:

$$V_{mRx} = FR (0.5 v_m^* t \sum L_x + 0.3 P_x) \leq 1.5 FR v_m^* t \sum L_x$$

$$V_{mRy} = FR (0.5 v_m^* t \sum L_y + 0.3 P_y) \leq 1.5 FR v_m^* t \sum L_y$$

donde:

V_{Rx} , V_{Ry} = Fuerzas cortantes en las dos direcciones ortogonales principales.

$\sum L_x$, $\sum L_y$ = Longitudes de muros de planta baja en direcciones xx e yy .

P_x , P_y = Fuerzas verticales soportadas por los muros xx e yy , respectivamente.

En las expresiones anteriores, puede suponerse que la fuerza que soporta cada dirección de muros es proporcional a la longitud L , de modo que:

$$W_x = \frac{\sum L_x}{L_T} W ; W_y = \frac{\sum L_y}{L_T} W$$

en donde:

L_T = Longitud total de muros de planta baja.

P = Carga vertical total sobre muros de planta baja.

9. Se compara el cortante último con el cortante resistente en cada dirección. Las siguientes expresiones, correspondientes a la revisión en cada dirección, deben cumplirse:

$$V_{mRx} \geq V_U$$

$$V_{mRy} \geq V_U$$

► Muros de contención

Como su nombre la indica, la función de los muros de contención es la de presentar una barrera física que

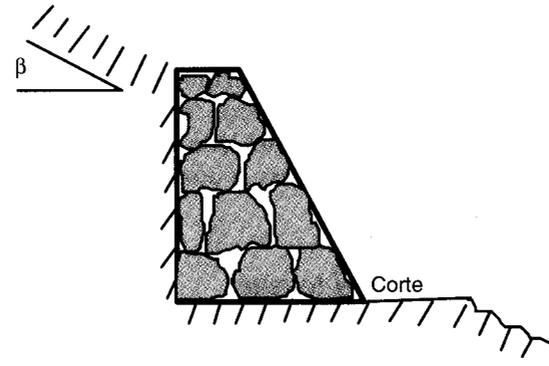


FIGURA 5.14 Muro de contención de sección rectangular.

impida que un material de relleno invada una zona determinada. Existen casos en que la única función del muro es la de contener el empuje del terreno (figura 5.14).

Los muros de contención son muy empleados en proyectos de casas-habitación cuando hay necesidad de cimentar sobre un terreno inclinado (figura 5.15); en

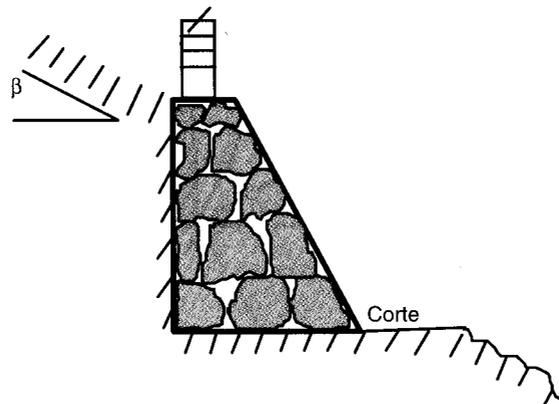


FIGURA 5.15 Muro de contención en un corte del terreno.

este caso se debe realizar un corte para desplantar a nivel la cimentación. El cimiento es sujeto entonces a una combinación de cargas horizontales y verticales; de este modo, se debe analizar éste como muro de contención. El talud inclinado del lado opuesto al terreno contribuye a ampliar la base y aumenta la eficiencia del elemento.

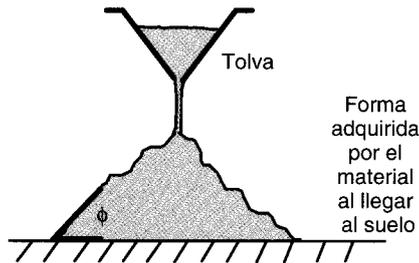


FIGURA 5.16 Material descargado en el suelo.

Cálculo de empuje del terreno

Se han desarrollado diversas teorías que establecen el valor del empuje E que actúa por efecto del terreno sobre un muro de contención. De las diversas teorías, las más conocidas son las de Coulomb, Rankine y Terzaghi. Las NTC recomiendan el empleo del método semiempírico de Terzaghi para el caso de muros con una altura menor de 6 m, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje, para cuyo caso se emplean un filtro atrás del muro y lloraderos y/o tubos perforados. A continuación se expone la teoría de Coulomb aplicable

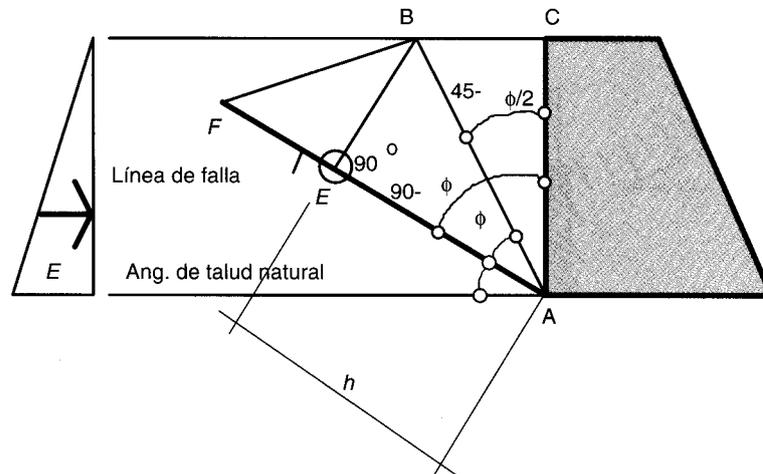


FIGURA 5.17 Muro con parámetro interior vertical. Perfil de terreno horizontal.

al caso de terreno de relleno con superficie horizontal y se plantean las expresiones del método semiempírico de Terzaghi.

Teoría de Coulomb

Para la revisión de muros de contención ante las diversas solicitaciones se debe tomar en cuenta el empuje horizontal del terreno que sufre el muro; para el cálculo de este empuje se aplican diversas teorías, como la de Coulomb, la cual se explica a continuación.

Cuando en forma libre se aglomeran materiales de cualquier tipo, tales como arena, grava, arcilla, etc., y si no existe ningún impedimento al desplazamiento horizontal, el material en cuestión rebajará su inclinación inicial hasta alcanzar un estado de equilibrio (véase la figura 5.16).

Tal estado de equilibrio se logrará una vez que el material haya alcanzado una inclinación que dependerá de la naturaleza física de éste. A dicha inclinación se le denomina *talud natural* y al ángulo ϕ que toma el talud se le llama *ángulo de talud natural* (figura 5.17).

Ahora suponga que en el extremo del material apilado se coloca un muro con el cual se trata de impedir el escurrimiento del material que se colocará entre el muro y el relleno.

se sabe que

$$\text{Área } ABC = ABE$$

$$AE = AC = h$$

Ahora bien, ϕ es el ángulo igual a la mitad del ángulo que forma el triángulo CAE, lo cual quiere decir que el plano de fractura hará las veces de bisectriz del ángulo ya citado, por lo tanto

$$\Psi = \frac{1}{2} 90^\circ - \phi = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$$

Ahora bien, el área del triángulo BEF multiplicado por el peso volumétrico del relleno dará el empuje sobre el muro, quedando entonces:

$$E = \gamma (\text{área } BEF)$$

$$\text{Área } BEF = BE \times EF$$

$$\text{Área } BEF = \frac{(h \operatorname{tg} \phi)(h \operatorname{tg} \phi)}{2}$$

$$E = \gamma \frac{(h \operatorname{tg} \psi)^2}{2} = \frac{\gamma}{2} h^2 (\operatorname{tg}^2 \Psi)$$

por lo que:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

(Fuerza que actúa a un tercio de la altura con respecto a la base del muro)

Método semiempírico de Terzaghi

Para la aplicación de este método se considera la siguiente clasificación de suelos de relleno:

1. Suelo granular grueso sin finos.
2. Suelo granular grueso con finos limosos.
3. Suelo residual con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
4. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
5. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de

cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

La aplicación del método semiempírico de Terzaghi es la correspondiente a un relleno con superficie plana, inclinada o no, y sin sobrecarga alguna sobre el terreno.

El problema puede resolverse aplicando la siguiente fórmula, que proporciona el valor del empuje por metro lineal de muro:

$$E_H = 1/2 K_H h^2$$

(Aplicada a $1/3$ de la altura a partir de la base).

En la figura 5.18 se muestra una gráfica para la obtención del coeficiente K_H en función de la inclinación

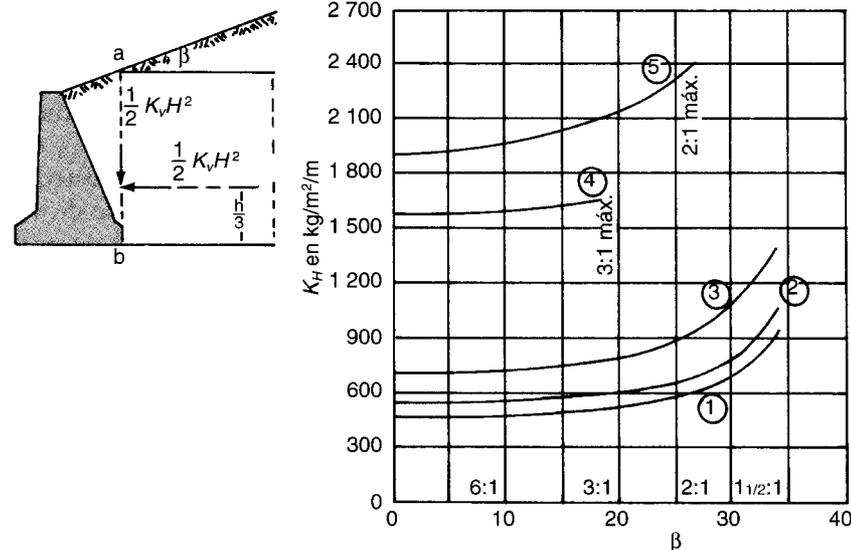


FIGURA 5.18 Gráfica para determinar el empuje horizontal del terreno.

β de la superficie del terreno y del tipo de material, de acuerdo a la clasificación anterior.

Solicitaciones en muros de contención

Los muros de contención se deben verificar para que resistan las siguientes solicitaciones:

1. Volteo.
2. Deslizamiento.
3. Hundimiento del terreno.

En la figura 5.19 se aprecian las formas de falla bajo las solicitaciones mencionadas.

Acciones sobre muros de contención

De acuerdo al criterio reglamentario, las acciones que se consideren en el cálculo de muros de contención serán tomadas con su valor más desfavorable para la resistencia o estabilidad de la estructura. Así, las cargas muertas se tomarán considerando un peso volumétrico máximo para la verificación de hundimientos en el terreno y de resistencia a la compresión y cortante de mampostería. Por otro lado, se empleará el valor mínimo de dicho peso volumétrico en la determinación del peso propio del muro para la verificación por volteo. En cuanto a las cargas vivas, en general se considera un valor cero en la verificación por volteo.

Combinaciones de acciones. Considerando también el criterio reglamentario, las combinaciones de acciones serán las más desfavorables para cada revisión. Por ejemplo, en la revisión por volteo se debe considerar una carga viva igual a cero, pesos volumétricos mínimos para las cargas verticales y pesos volumétricos máximos para la determinación del empuje horizontal.

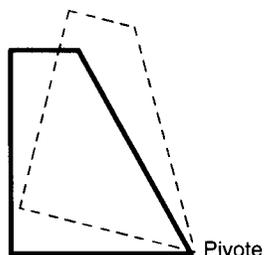
Acciones últimas. Los factores de carga para obtener las acciones últimas equivaldrán a $FC = 1.4$ para las acciones cuyo efecto sea desfavorable para la estructura y $FC = 0.9$ para aquellas cuyo efecto sea favorable.

Cálculo de muros de contención de mampostería

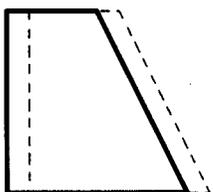
Para realizar el cálculo de un muro de mampostería sometido a la acción de empujes se puede seguir el siguiente procedimiento:

1. Determinación del empuje aplicando el método de Coulomb, Terzaghi, etcétera.
2. Determinación de cargas verticales externas. En este caso se deben distinguir las cargas sobre el muro producidas por la carga muerta exclusivamente, a emplear en la revisión por volteo o deslizamiento y la carga total (muerta + viva) que se emplea para revisar por hundimiento y esfuerzos en la mampostería.
3. Determinación de las cargas verticales últimas sobre el muro como son: peso propio y cargas externas. Se deben diferenciar las cargas verticales a emplear en la revisión por volteo y deslizamiento, en las que el factor de carga a aplicar es $FC = 0.9$ y las cargas correspondientes a la revisión por hundimiento y esfuerzos en la mampostería, en las que $FC = 1.4$.
4. Verificación de que no exista volteo ante solicitaciones últimas. Para ello se define el paso de la fuerza resultante en la base del muro. Para lograrlo, se toman momentos de todas las cargas respecto a uno de los extremos de la base del muro y se divide el momento obtenido entre la suma de fuerzas verticales:

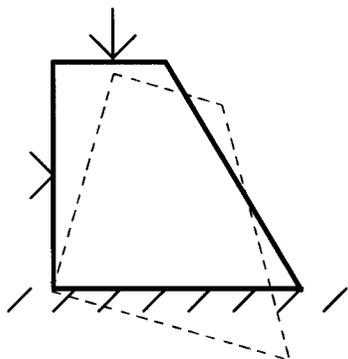
$$d = \frac{\sum M}{\sum Pu_{\text{vert}}}$$



Volteamiento



Deslizamiento



Hundimiento del terreno

FIGURA 5.19 Modos de falla de un muro de contención.

Si la distancia D es menor que el ancho del muro de contención, es señal de que el paso de la resultante está contenido en la base y, en consecuencia no hay volteo.

5. Cálculo de los esfuerzos últimos en la base del muro y verificación de que no excedan la presión de diseño del terreno, previendo así el hundimiento y además que no se presenten tensiones en el muro. En este cálculo se aplica la expresión de la flexocompresión, en la cual se toma en cuenta que la longitud analizada de muro equivale a 1.0 m

$$q = \frac{P}{1.0 \times B} \pm \frac{6M}{1.0 \times B^2}$$

Para facilitar la obtención de momentos en la expresión anterior, el paso de la resultante se puede definir respecto al centro del cimiento mediante la excentricidad e :

$$e = d - \frac{B}{2}$$

de modo que:

$$M = e (\sum Pu_{\text{vert}})$$

El valor de q calculada debe ser menor a la presión de diseño del terreno.

6. Se verifica que no exista deslizamiento en la base. Para ello se considera que la fuerza que provoca el deslizamiento es el empuje E mientras que la oposición al mismo le ofrece la suma de fuerzas verticales multiplicada por el coeficiente de fricción del terreno. Para garantizar la seguridad ante el deslizamiento, se establece un coeficiente de seguridad de 1.5. De este modo, se debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{\text{coeficiente de fricción} \times \sum Pu_{\text{vert}}}{E} \geq 1.5$$

EJEMPLO: Verificar bajo los distintos estados límite de falla el muro de contención mostrado en la figura 5.20.

DATOS:

Cargas por metro lineal de muro

Carga sobre muro debida a carga muerta = 3 200 kg

Carga sobre muro debida a carga viva = 800 kg

Pesos volumétricos de la mampostería:

$\gamma_{\text{mín}} = 2\,350 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_{\text{máx}} = 2\,600 \text{ kg/m}^3$

Presión de diseño del terreno $q_R = 14\,000 \text{ kg/m}^2$

Coefficiente de fricción del terreno $\mu = 0.6$

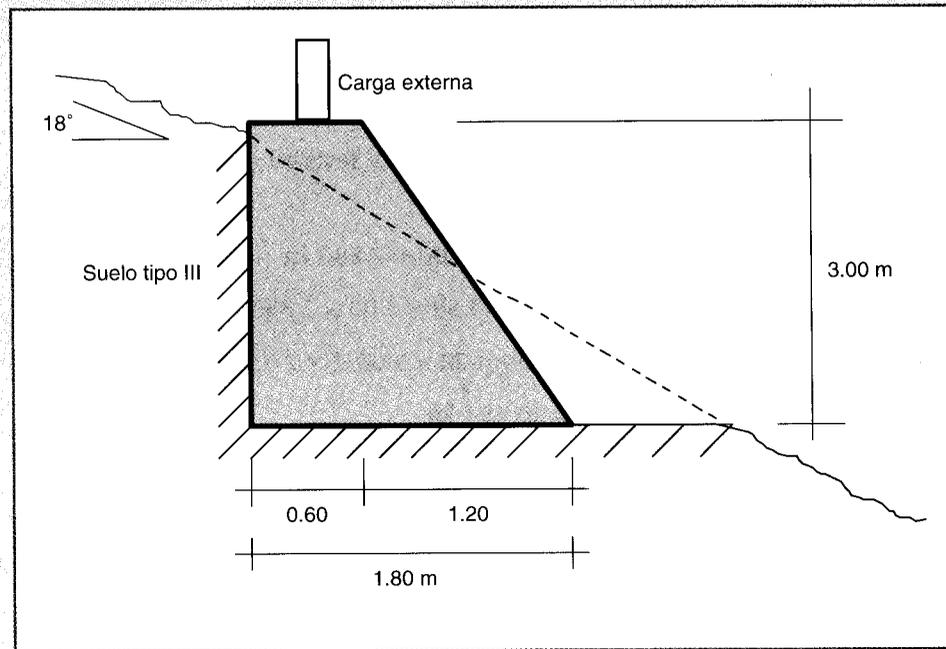


FIGURA 5.20 Muro de contención con terreno inclinado de relleno.

SOLUCIÓN:

Determinación del empuje. Se aplicará el método semiempírico de Terzaghi:

$$E_H = 1/2 K_H h^2$$

El valor de la constante K_H se obtiene de la gráfica correspondiente:

$$K_H = 750 \text{ kg/m}^2/\text{m}$$

Empuje por metro lineal de muro:

$$E_H = 1/2 \times 750 \times 3.0^2 = 3\,375 \text{ kg}$$

Valor último del empuje:

$$E_u = 1.4 E_H = 4\,725 \text{ kg}$$

Determinación de cargas verticales

Cargas verticales para revisión por volteo y deslizamiento:

$$P_{u1} = 0.9 \times 3\,200 = 2\,880 \text{ kg}$$

$$P_{u2} = 0.9 \times 0.60 \times 3.00 \times 2\,350 = 3\,807 \text{ kg}$$

$$P_{u3} = 0.9 \times 1.20 \times 3.00/2 \times 2\,350 = 3\,807 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_u = 10\,494 \text{ kg}$$

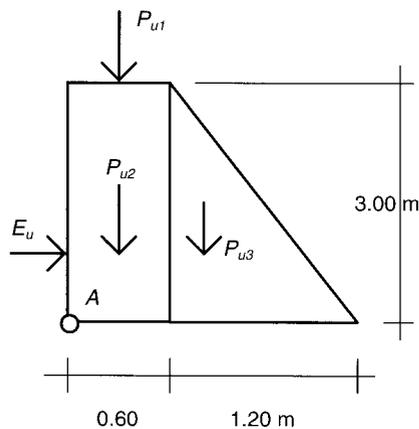
Cargas verticales para revisión por hundimiento:

$$P_{u1} = 1.4 \times (3\,200 + 800) = 5\,600 \text{ kg}$$

$$P_{u2} = 1.4 \times 0.60 \times 3.00 \times 2\,600 = 6\,552 \text{ kg}$$

$$P_{u3} = 1.4 \times 1.20 \times 3.00/2 \times 2\,600 = 6\,552 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_u = 18\,704 \text{ kg}$$

**Revisión por volteo**

Tomando momentos respecto a punto A:

$$M_A = 2\,880 \times 0.30 + 3\,807 \times 0.30 + 3\,807 \times 1.0 + 4\,725 \times 1.0 = 10\,538 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Paso de la resultante respecto a punto A:

$$D = 10\,538/10\,494 = 1.00 \text{ m}$$

(Como la distancia d es menor que 1.80 m, no hay volteo porque la resultante pasa dentro de la base).

Revisión de hundimientos en el terreno

La excentricidad de la resultante respecto al eje central de la base:

$$e = D - B/2 = 1.00 - 1.80/2 = 0.10 \text{ m (por la derecha)}$$

$$q = \frac{18\,704}{1.0 \times 1.80} \pm \frac{6 \times 18\,704 \times 0.10}{1.8^2} = 10\,391 \pm 3\,463 \text{ kg/m}^2$$

$$q_1 = 10\,391 + 3\,463 = 13\,854 \text{ kg/m}^2 < 14\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 10\,391 - 3\,463 = 6\,928 \text{ kg/cm}^2 \text{ (No hay tensiones en mampostería)}$$

Revisión por deslizamiento

Se debe cumplir

$$\frac{\text{coeficiente de fricción} \times \Sigma P_{u_{\text{vert}}}}{E} \geq 1.5$$

$$\text{Coeficiente de fricción} \times \Sigma P_{u_{\text{vert}}} = 0.6 \times 10\,494 = 6\,296 \text{ kg}$$

$$E = 4\,725 \text{ kg}$$

Como

$$6\,296 / 4\,725 < 1.5$$

Se sugiere la construcción de un espolón que impida el deslizamiento.

Revisión por cortante

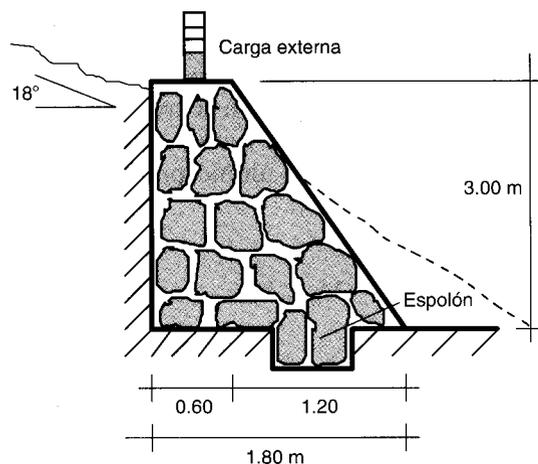
Se debe cumplir

$$V_R \geq V_u$$

en donde $V_u = 1.4 \times 4\,000 = 5\,600 \text{ kg}$

Para el cálculo del cortante resistente se toma un esfuerzo cortante de diseño de la mampostería $v^* = 0.6 \text{ kg/cm}^2$

$$V_R = 300 \times 100 \times 0.6 = 18\,000 \text{ kg} > 5\,600$$



DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

> Flexión

Según la mecánica de materiales, la *flexión* es el estado interno de esfuerzos cuya acción genera, en una sección del elemento flexionado, un par de fuerzas M (figura 5.21) cuya intensidad puede establecerse a partir de las condiciones de equilibrio en vigas isostáticas o de las condiciones de equilibrio y compatibilidad de desplazamientos en el caso de vigas estáticamente indeterminadas. Debido a que la magnitud de este par de fuerzas es una constante de la sección, es posible modificar el valor de las fuerzas componentes C y T mediante la alteración de la distancia entre ellas. En la figura 5.21 se ilustra el concepto anterior, pues se observa que si se aumenta la distancia Z , la magnitud

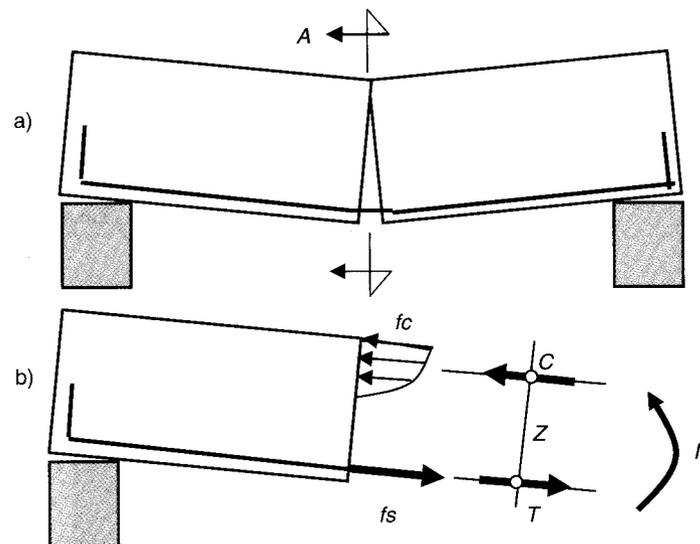


FIGURA 5.21 Flexión en viga de concreto reforzado: a) Viga agrietada b) Diagrama de cuerpo libre.

M de las fuerzas componentes del par disminuye en la misma proporción. Ésta es la razón de que, en la práctica, las vigas se disponen con su mayor dimensión (peralte) de manera vertical. De este modo, los esfuerzos de tensión son absorbidos por el acero de refuerzo y los de compresión por el concreto.

Asimismo, la flexión representa el estado límite de servicio que usualmente rige la determinación de las dimensiones de las vigas de concreto reforzado.

Por otro lado, los elementos más comunes de las estructuras sometidos al efecto de flexión, son las vigas y las losas, que la tienen como acción principal, por lo general acompañada de la acción de la fuerza cortante.

Se llama *viga* a aquel elemento cuya longitud es considerablemente mayor a sus dimensiones transversales, como son el peralte total h y la base b . Este tipo de elementos se encuentran en edificios, puentes, estructuras industriales, etc. Las vigas pueden tener uno o varios tramos y, dependiendo de esto, son llamadas *vigas de un claro* o *vigas continuas*, respectivamente.

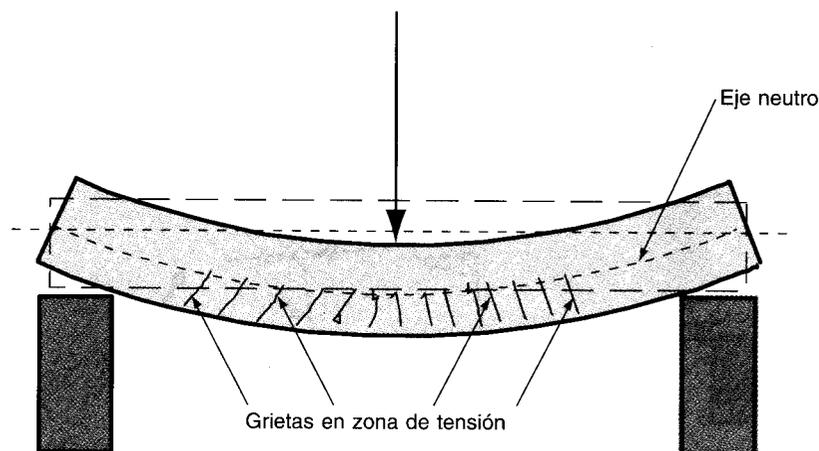


FIGURA 5.22 Agrietamiento debido a la flexión.

El tipo de sección transversal de las vigas es variable, aunque en concreto reforzado existen ciertos tipos definidos debidos a su proceso de fabricación. Es así como es posible encontrar vigas de sección rectangular, en forma T, como viga I, o quizá con algún tipo especial debido a las necesidades de la misma construcción.

Como se sabe, el concreto es un material que fundamentalmente resiste esfuerzos de compresión, y si se construyera una viga de concreto simple y se sometiera a la acción de cargas, ésta se flexionaría generando compresiones en la parte superior y tensiones en la inferior. El concreto simple no es capaz de resistir adecuadamente estos últimos efectos (figura 5.22).

Dada esta situación, para absorber los esfuerzos de tensión en los elementos estructurales se les añade el *acero de refuerzo*, material que es capaz de resistir las tensiones que se generen en tales elementos estructurales.

El uso de este material para la construcción de estructuras es muy amplio, de ahí la importancia de conocer la metodología y normatividad de diseño que permitan proyectar estructuras de forma adecuada.

Criterio básico de diseño

El diseño por flexión debe cumplir la condición reglamentaria (RCDF, artículo 193), la cual establece que la resistencia a flexión de una sección de concreto reforzado debe tener una magnitud que exceda o cuando menos sea igual a la del momento último producido por las cargas, es decir:

$$M_R \geq M_U$$

en esta expresión:

M_R = Momento resistente de sección.

M_U = Momento último de la viga.

Determinación de la resistencia a la flexión M_R

Se define como *resistencia a la flexión* M_R al máximo momento flexionante que es capaz de soportar una sección de concreto reforzado.

Para la determinación de la resistencia de una sección de concreto reforzado, es necesario establecer un mecanismo teórico basado en hipótesis simplificadoras que describa aproximadamente el fenómeno real. En este caso, tal mecanismo es empleado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDLF).

A continuación se establecen las hipótesis básicas del RCDLF haciendo breves comentarios respecto a su formulación. Estas hipótesis están basadas en pruebas que las verifican tanto de manera individual como particular. En la figura 5.23 se establecen las características geométricas de la sección.

Hipótesis básicas para determinación de resistencia a la flexión M_R

Hipótesis básica. La sección analizada está en equilibrio. Esta hipótesis establece que la sección no está en falla, sino permanece estable todavía ante las cargas.

1. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana. Esta hipótesis fue establecida por Saint-Venant en su forma original: "Las secciones planas permanecen planas después de la flexión" y es comprobada a partir del empleo de extensómetros situados en distintos puntos a lo largo de una sección de una viga. Sólo en presencia de fuertes cortantes se producen distorsiones (alabeamientos) de las secciones que aun así no invalidan la hipótesis.
2. Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente. Si la corrugación de la

varilla garantiza una adecuada longitud de anclaje se hace válida esta hipótesis.

3. El concreto no resiste esfuerzos de tensión. En realidad sí los resiste, pero se desarrollan en las cercanías del eje neutro, lo que contribuye despreciablemente con la resistencia por flexión.
4. La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es $\epsilon_{CU} = 0.003$. Esta hipótesis fue establecida a partir de pruebas de laboratorio en las cuales se demostró que independientemente de la cantidad de acero (y, en consecuencia, de los esfuerzos en éste), la resistencia de una sección, es decir, su máxima capacidad a la flexión se alcanza cuando las deformaciones unitarias en la zona de compresión tienen el valor $\epsilon_{CU} = 0.003$. Este valor ha sido determinado a partir del empleo de extensómetros (*strain gages*) en la zona de compresión.

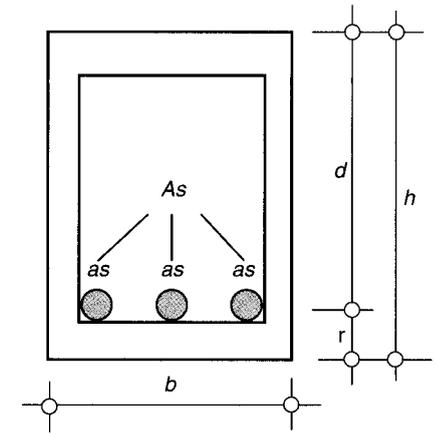
Hipótesis 1. La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia de la sección es uniforme con un valor f_c^* igual a $0.85 f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 C$.

donde

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65 \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$$

C es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión. Para entender el origen de esta hipótesis, es necesario hacer referencia a la forma del diagrama de esfuerzos de compresión que actúan sobre el concreto cuando éste alcanza su resistencia (definida esta situación por la hipótesis 4).



as = Área de acero de una varilla
 $As = n as$ = Área total de acero
 d = peralte efectivo
 b = ancho
 r = recubrimiento de ejes
 h = peralte total

FIGURA 5.23 Características geométricas de la sección.

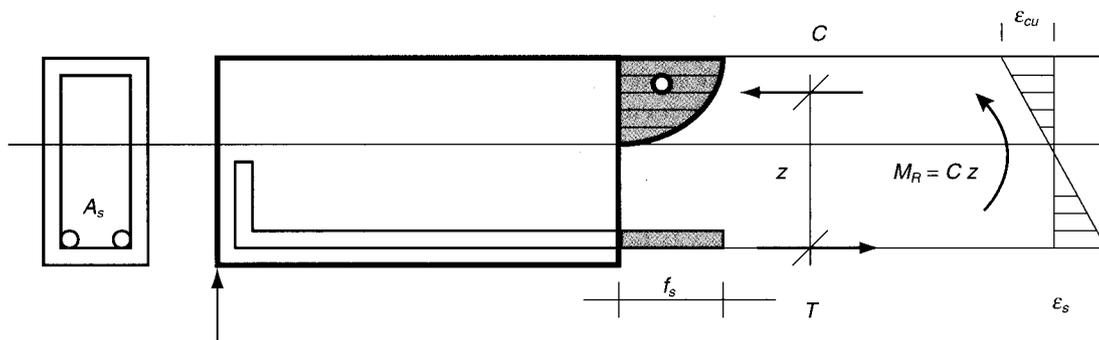


FIGURA 5.24 Diagrama de esfuerzos en una sección cuando ésta alcanza su resistencia.

En la figura 5.24 se muestra el diagrama de esfuerzos que actúan sobre el concreto y el acero de una sección de concreto reforzado cuando ésta alcanza su resistencia.

En la figura 5.24 se aprecia que la obtención del momento resistente de la sección implica tomar la intensidad del par de fuerzas internas que equilibran el sistema; para ello, es necesario establecer la posición

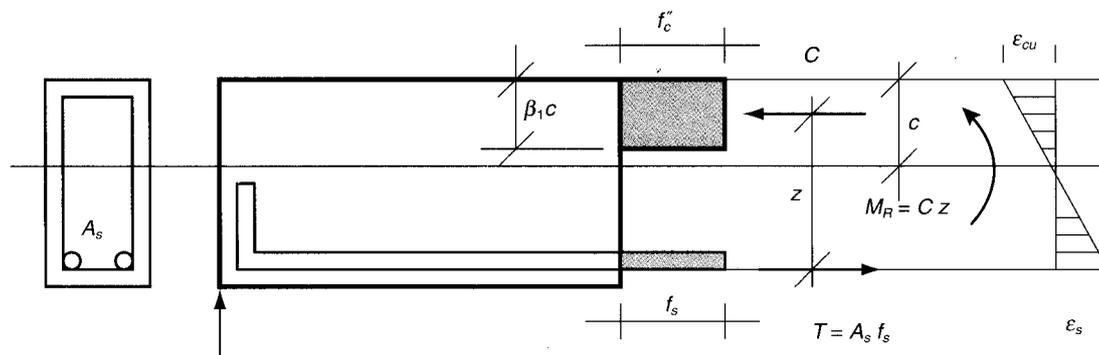


FIGURA 5.25 Diagramas hipotéticos de esfuerzos.

del centroide del diagrama de esfuerzos de compresión y además su volumen. El proceso mencionado puede resultar demasiado complicado, pues además implica disponer de la curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto utilizado. Para simplificar el problema se propusieron diversas formas del diagrama de esfuerzos de compresión, de modo que se facilitara tanto la ubicación del centroide como la cuantificación del volumen. La simplificación que tuvo éxito se debe a Whitney, quien propuso la situación del diagrama original por uno de forma rectangular. Las dimensiones relativas a este diagrama fueron establecidas a partir de pruebas de laboratorio en las cuales se obtuvieron tales dimensiones con base en la igualación del momento experimental con el momento producto de la hipótesis simplificatoria.

En la figura 5.25 también puede observarse la configuración de los diagramas de esfuerzos hipotéticos en concreto y acero cuando la sección alcanza su resistencia. Se puede apreciar que el establecimiento del centroide y el volumen del diagrama de compresión es simple, facilitando así la cuantificación del momento resistente de la sección.

Esfuerzos en el acero. Al plantear las hipótesis anteriores, no se tomaron en cuenta los valores de esfuerzo en el acero de refuerzo. Si el acero de refuerzo todavía no fluye cuando el concreto alcanza su resistencia (es decir, cuando $\epsilon_{cu} = 0.003$), entonces a la sección se le denomina *sección sobrerreforzada*. Si el acero empieza a fluir precisamente cuando el concreto alcanza su resistencia, entonces se le denomina *sección balanceada*. Al final si el acero fluye antes que el concreto alcance su resistencia se denomina *sección subreforzada*.

El comportamiento de los dos primeros tipos mencionados de vigas (sobrerreforzada y balanceada) es frágil (es decir, acompañado de deformaciones de pequeña magnitud), mientras que el del tercer tipo (subreforzada) es dúctil (acompañado de grandes deformaciones al llegar la sección a su resistencia).

Al aplicar las hipótesis anteriores se establece la siguiente expresión a partir de la cual se calcula el área de acero que corresponde a la sección balanceada (ver apéndice 1)

$$A_{sb} = \frac{f_c''}{f_y} \left[\frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right] bd \quad (2.3) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

La deducción de la expresión 2.3 de las Normas Técnicas Complementarias se realiza considerando las hipótesis anteriores para la condición balanceada (figura 5.26).

En la anterior figura, podemos establecer por semejanza de triángulos que

$$C = d \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right] = d \left[\frac{0.003}{0.003 + \left(\frac{f_y}{E_s} \right)} \right] = d \left[\frac{0.003}{0.003 + \left(\frac{f_y}{2 \times 10^6} \right)} \right] = \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) d \quad a)$$

Por otro lado, por equilibrio de fuerzas horizontales:

$$a b f_c'' = A_{sb} f_y \quad b)$$

de donde:

$$A_{sb} = \frac{f_c''}{f_y} \left[\frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right] bd \quad (2.3) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

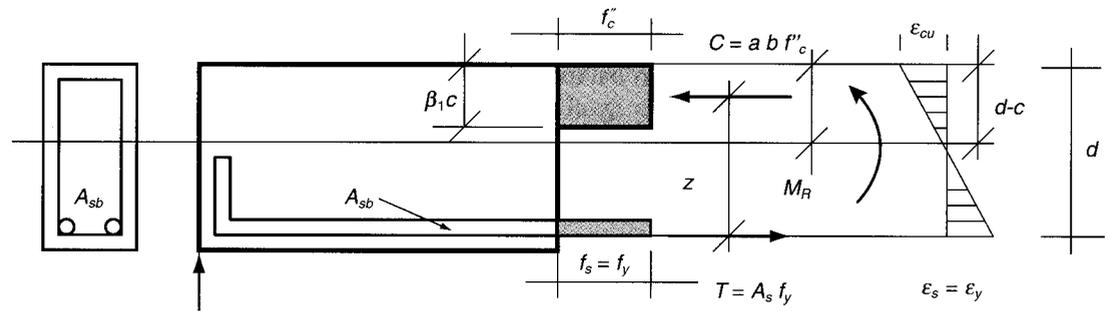


FIGURA 5.26 Condición balanceada de resistencia a la flexión.

Recordemos que lo que define el tipo de sección es la cantidad relativa de acero respecto a la cantidad balanceada, obtenida con (2.3) $\text{NTC}_{\text{concreto}}$. La sección *sobrerreforzada* tiene un área de acero mayor que la balanceada y la *subreforzada* un área de acero menor.

Para vigas subreforzadas y balanceadas la aplicación de las hipótesis anteriores conducen a la siguiente expresión para la obtención del momento resistente M_R :

$$M_R = F_R f_c'' b d^2 q (1-0.5q) \quad (2.4) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

donde:

M_R = Momento resistente de una sección

F_R = Factor de resistencia para flexión = 0.9.

f_c'' = Esfuerzo uniforme en la hipótesis de Whitney.

b, d = Base y peralte efectivo de la sección.

$$q = \frac{f_y}{f_c''} p \quad \text{y} \quad p = \frac{A_s}{bd} = \text{cuantía de la viga}$$

Para deducir la expresión 2.4 se considera la magnitud del par resistente en una viga subreforzada o balanceada (es decir, para un área de acero A_s menor o igual a A_{sb}):

$$M_R = C_z = ab f_c'' \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad d)$$

el valor de a se puede obtener de la expresión $b)$ igualando fuerzas horizontales:

$$a = \frac{A_s f_y}{b f_c''} = \frac{f_y}{f_c''} \frac{A_s}{bd} d = \frac{f_y}{f_c''} p d = q d \quad e)$$

en donde:

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

Sustituyendo $e)$ en $d)$:

$$M_R = f_c'' bd q (d - 0.5 qd) \quad e)$$

de donde:

$$M_R = f_c'' bd^2 q (1 - 0.5q) \quad f)$$

La expresión anterior se afecta de un *factor de reducción de resistencia* F_R que toma en cuenta la dispersión de resultados de laboratorio en relación a los teóricos:

$$M_R = F_R f_c'' bd^2 q (1 - 0.5q) \quad (2.4) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

Expresión alternativa para obtener M_R

También se puede calcular el momento resistente si consideramos la magnitud del par resistente, pero ahora en función de la fuerza de tensión, estableciendo otra expresión:

$$M_R = F_R A_s f_y (d - 0.5 a)$$

donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{b f_c''}$$

Lo cual conduce a la expresión reglamentaria alternativa para obtener el momento resistente M_R :

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q) \quad (2.5) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

Sin embargo, es común considerar el brazo del par $d(1 - 0.5q)$ equivalente a un producto Jd donde J es una constante menor que la unidad que cambia su valor en función de la cuantía empleada, pero que puede ser estimada como un valor cercano a 0.9. En este texto se considera $J = 0.89$ para evitar que se confunda con el factor de reducción de resistencia, cuyo valor, como se sabe, es $F_R = 0.9$.

De esta manera, la expresión alternativa para el cálculo de la resistencia por flexión es:

$$M_R = F_R A_s f_y Jd$$

Áreas de acero máxima y mínima reglamentarias

Área máxima de acero. El $RCDF$, a través de las Normas Técnicas Complementarias, establece que el comportamiento de las estructuras debe ser dúctil en zona sísmica y para garantizarlo establece, para elementos que no intervienen en la resistencia por sismo, una cantidad máxima de acero equivalente a 90% de la cantidad balanceada obtenida con (2.3) $\text{NTC}_{\text{concreto}}$:

$$A_{s \text{ máx}} = 0.90 A_{sb} = \frac{0.90 f_c''}{f_y} \left(\frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right) bd$$

Las NTC_{concreto} (6.1.1) establecen que en toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho, el área de refuerzo constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número cuatro).

Área mínima de acero. Las secciones deberán tener una cantidad mínima de acero para también garantizar un comportamiento dúctil; tal cantidad mínima es especificada por el RCDF por:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (2.2) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

Cuantías máxima y mínima de acero

En la expresión anterior aparece un término denominado *cuantía* de la sección:

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

Esta cuantía es adimensional y representa la cantidad relativa de acero respecto a la de concreto.

Cuantía máxima de acero. Para garantizar la disposición reglamentaria sobre el comportamiento dúctil de las vigas de concreto reforzado en zona sísmica, es obvio que la cuantía de una viga también se limita a 90% de la cuantía balanceada p_b :

$$p_b = \frac{A_{sb}}{bd}$$

$$p_{\text{máx}} = 0.90p_b = \frac{0.90f'_c}{f_y} \left(\frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right)$$

Cuantía mínima de acero. También en este caso es obvio que la cuantía mínima de acero es estable-

TABLA 5.5 Valores de cuantía máxima y mínima para diversas combinaciones de acero y concreto.

Resistencia f_y del acero		Resistencia a compresión f'_c del concreto (kg/cm ²)		
		200	250	300
4 200	P_{MAX}	0.014 6	0.018 2	0.021 8
	P_{MIN}	0.002 3	0.002 6	0.002 9
5 000	P_{MAX}	0.011 3	0.014 2	0.017 0
	P_{MIN}	0.002 0	0.002 2	0.002 4
6 000	P_{MAX}	0.008 7	0.010 8	0.013 0
	P_{MIN}	0.001 6	0.001 8	0.002 0

cida, partiendo de la expresión (2.1) NTC_{CONCRETO} como:

$$p_{\text{mín}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

En la tabla 5.5 se indican los valores de cuantías máxima y mínima para diversas combinaciones de resistencias de acero y concreto.

Refuerzo mínimo reglamentario

Según las NTC, en toda sección se dispondrá de refuerzo en ambos lechos. En cada lecho el área de refuerzo no será inferior a $A_{s \text{ mín}}$ y constará por lo menos de dos barras corridas de 1.27 cm de diámetro (2 # 4) (figura 5.27).

Diagrama de momento resistente

Como se apreció anteriormente, la magnitud del momento MR depende de las características de cantidad y calidad de material constructivo empleadas en la cons-

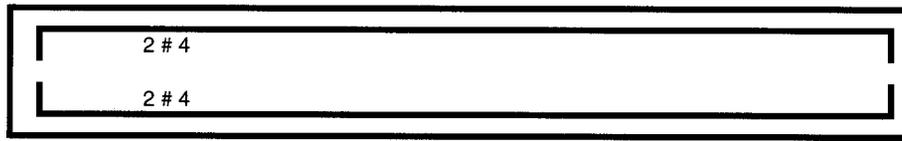


FIGURA 5.27 Refuerzo mínimo reglamentario de una viga.

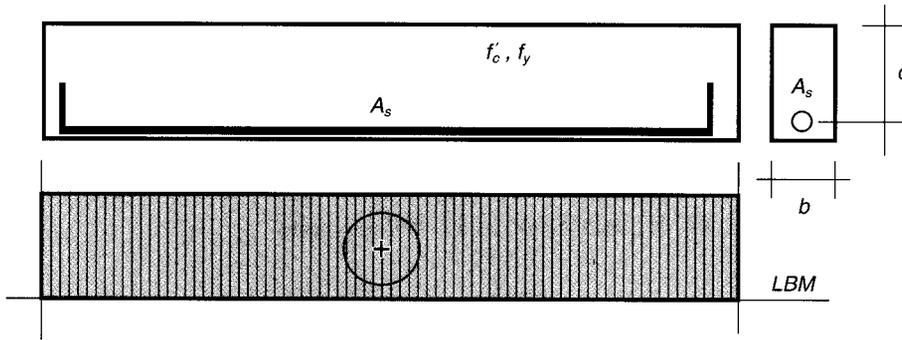


FIGURA 5.28 Diagrama de momentos resistentes de viga de concreto reforzado.

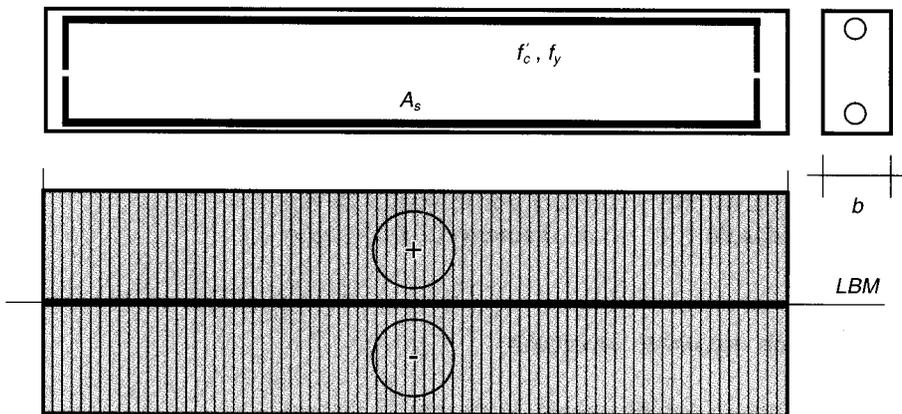


FIGURA 5.29. Diagrama de momentos resistentes de viga con armado en ambos lechos.

trucción de una viga. Lo anterior se puede expresar de la siguiente manera:

$$M_R = \phi (f'_c, f_y, A_s, b, d)$$

De acuerdo con la expresión mostrada, si todas las variables involucradas permanecen constantes, el momento resistente M_R permanecerá invariable. Lo anterior se ilustra con una viga cuya sección, armado y propiedades mecánicas de los materiales permanecen constantes en toda su longitud. El diagrama de momentos resistentes se muestra en la figura 5.28.

Observe que el signo del diagrama es positivo; lo anterior es debido a que se sigue la misma convención de la mecánica de materiales, en relación con la localización de los esfuerzos normales. Lo anterior indica que este diagrama será positivo si el refuerzo de acero está colocado en el lecho inferior.

A diferencia del momento flexionante, el momento resistente puede tener simultáneamente dos signos de momento resistente; esto sucede si la viga tiene refuerzo de acero en ambos lechos. En la figura 5.29 se ilustra esta condición.

Momento resistente frente a momento flexionante

En el momento de apoyar una viga en su sistema de apoyos, los momentos flexionantes comienzan a actuar, y su distribución, como se sabe, depende del sistema de cargas y apoyos. En la figura 5.30 se aprecia la superposición de los diagramas de momentos resistentes y flexionantes de una viga simplemente apoyada.

Bastones adicionales de acero

Si el diagrama de momentos flexionantes últimos (es decir, debido a cargas ya multiplicadas por su correspondiente factor de carga) rebasa al diagrama de momentos

resistentes, se deberá colocar bastones adicionales de acero, los cuales son barras rectas cuyo nombre deriva de la antigua geometría de las varillas sin corrugación que requerían de un gancho en cada extremo para proporcionar anclaje. En la figura 5.31 se muestra un caso en el que se requiere este tipo de refuerzo adicional.

Selección del diámetro de varilla más adecuado

No hay reglas fijas sobre esta selección, pero es posible mencionar algunas sugerencias que pueden auxiliar al diseñador: la primera, es que el diámetro de la varilla depende del tamaño de la viga a armar. No deberán emplearse varillas de diámetro pequeño en vigas muy cargadas, pues lo anterior conducirá a el congestionamiento de acero. Por otro lado, emplear diámetros excesivamente grandes en vigas de dimensión pequeña produce pérdida de superficie de corrugación. La cantidad de barras deberá permitir el paso libre del concreto fresco durante el colado del elemento. Además, es conveniente una disposición homogénea y simétrica de varillas (no conteniendo una excesiva variedad de diámetros).

Problemas del diseño por flexión de vigas de concreto reforzado

Existen tres tipos de problemas típicos del diseño de vigas:

1. Problemas de revisión.
2. Problemas de dimensionamiento.
3. Problemas de armado.

1. Problemas de revisión. En este tipo de problemas se pretende cuantificar el momento resistente M_R de la sección, luego de conocer tanto las propiedades de los materiales f'_c, f_y , como las dimensiones b y d y el área de acero A_s de la sección. Una vez garantizado que el

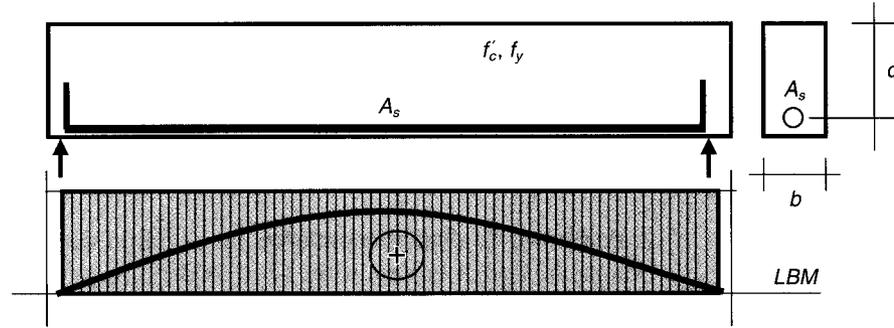


FIGURA 5.30 Diagrama de momentos resistentes frente al de momentos flexionantes.

área de acero es menor que el área de acero máxima reglamentaria, se aplica cualquiera de las dos expresiones reglamentarias, o bien, la expresión simplificada para el cálculo del momento resistente M_R de la sección. Finalmente, el valor del momento resistente M_R es comparado con el momento último M_u de la sección para verificar que se cumple la desigualdad reglamentaria:

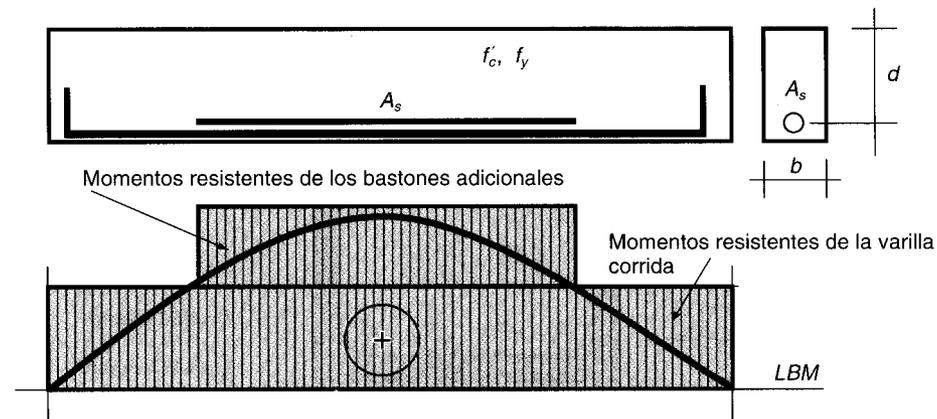


FIGURA 5.31 Efecto en el diagrama de momentos resistentes de los bastones adicionales.

$$M_R \geq M_u$$

También es conveniente comparar el área de acero A_s con el área de acero mínima reglamentaria, para observar que el tipo de falla sea dúctil.

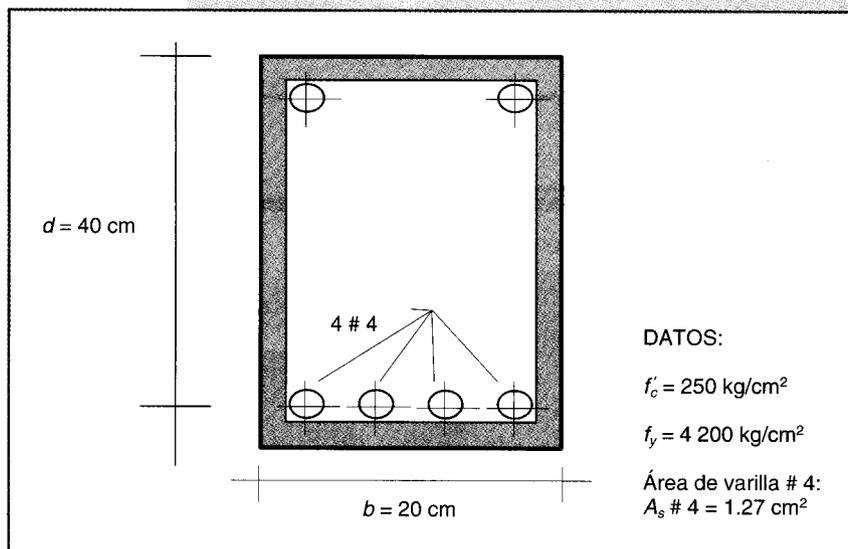
2. Problemas de dimensionamiento. En este tipo de problemas se aplica la expresión (2.4) $NTC_{CONCRETO}$ para obtener tanto las dimensiones b y d de la viga como su armado A_s , luego de conocer las propiedades f'_c y f_y , además del momento último M_u que se debe resistir. Es evidente que se dispone sólo de una ecuación y de

tres incógnitas, pero es posible obtener una solución (aunque no única) estableciendo condiciones de diseño, que por lo general son las siguientes:

- Condición de diseño. Para hacer el diseño seguro y económico, generalmente se iguala la expresión del momento resistente M_R al momento último M_u producido por las cargas.
- Condición de diseño. Usualmente se propone el valor de la cuantía de la viga tomando como base los valores máximo y mínimo reglamentarios. Para auxiliarse en esta decisión en la tabla 5.5 se muestran los valores máximo y mínimo

PROBLEMA DE REVISIÓN:

La sección transversal de una viga de longitud 4.5 m simplemente apoyada tiene las dimensiones y propiedades indicadas en la figura, indicar si la viga satisface



la condición reglamentaria $M_R \geq M_u$. La viga soporta una carga por metro lineal $\omega = 1\,184 \text{ kg/m}$ (incluyendo peso propio).

Solución:

Según RCDF, se debe cumplir $M_R \geq M_u$

Análisis:

$$\text{Momento flexionante: } M = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{1\,184 \times 4.5^2}{8} = 2\,997 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento último} = 1.4 \times 2\,997 = 4\,196 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Revisión de sección: } A_s = 4 \times 1.27 = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = b d \rho_{\text{máx}} = 20 \times 40 \times 0.0182 = 14.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = b d \rho_{\text{mín}} = 20 \times 40 \times 0.0026 = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s \text{ } 5.08 \text{ cm}^2 \quad \begin{array}{l} A_{s \text{ máx}} = 14.56 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ mín}} = 2.08 \text{ cm}^2 \end{array}$$

de cuantía para diversas combinaciones de f'_c y f_y . Al respecto cabe hacer notar que proponer una cuantía muy baja resulta en secciones que arquitectónicamente podrían resultar muy voluminosas, mientras que proponer una cuantía muy alta da como resultado secciones muy deformables y poco rígidas.

- c) Condición de diseño. Esta condición implica proponer la relación de dimensiones (d/b) que debe tener la sección, o bien, proponer el ancho b de la viga y verificar posteriormente que la relación mencionada está entre límites aceptables.

Momento resistente:

$$M_R = F_R f'_c b d^2 q (1 - 0.5q)$$

$$f'_c = 0.8 f'_c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.85 f'_c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = \frac{f_y}{f'_c} p$$

$$p = \frac{4 \times 1.27}{20 \times 40} = 0.00635$$

$$q = \frac{4\,200}{170} 0.00635 = 0.157$$

$$M_R = F_R f'_c b d^2 q (1 - 0.5q)$$

$$= 0.9 \times 20 \times 170 \times 40^2 \times 0.157 (1 - 0.5 \times 0.157)$$

$$= 708\,331 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Se recomienda esta última opción pues toma en cuenta dimensiones de cimbra y es fácilmente verificable.

3. Problemas de armado. En este tipo de problemas se dispone de las dimensiones b y d de la sección, las propiedades de los materiales f'_c , f_y y el momento M_u que debe resistirse. Se deberá obtener el área de acero A_s . Una vez obtenida el área mencionada es necesario verificar que dicha área cumpla con los límites reglamentarios máximo y mínimo; usualmente esto se hace a partir de las cuantías.

Como $M_R = 7\,083 \text{ kg}\cdot\text{m} > 4\,196 \text{ kg}\cdot\text{m}$ (se satisface la condición reglamentaria).

Resultado:

$$M_R = 7\,083 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 4\,196 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

(El momento resistente es mayor que el momento último. La sección sí satisface la condición reglamentaria).

PROBLEMA DE DIMENSIONAMIENTO:

Calcular el peralte d y el área de acero A_s de una viga simplemente apoyada que soporta una carga por metro lineal $\omega = 1\,184 \text{ kg/m}$ (incluyendo peso propio). Considerarla simplemente apoyada.

Datos:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantía de diseño $p = 0.009$

Ancho propuesto $b = 15$ cm

Solución:

Según el RCDF, se debe cumplir $M_R \geq M_u$; por lo que se aplica $M_R = M_u$ para dimensionar.

Análisis:

Momento flexionante:

$$M = \omega L^2/8 = 1\,184 \times 3.5^2/8 = 1\,813 \text{ kg} \cdot \text{m} = 181\,300 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Momento último} = 1.4 \times 181\,300 = 2\,538 \text{ kg} \cdot \text{m} = 253\,800 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Dimensionamiento:

Momento resistente: $M_R = F_R f_c'' b d^2 q (1 - 0.5q)$

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c' = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$p = 0.009 \text{ (dato)}$$

$$q = \frac{4\,200}{170} 0.009 = 0.222$$

Para obtener máxima economía se igualan $M_R = M_u$:

$$M_u = F_R f_c'' b d^2 q (1 - 0.5q)$$

Despejando d y sustituyendo el valor de d :

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{F_R f_c'' b q (1 - 0.5q)}} = \sqrt{\frac{253\,800}{0.9 \times 170 \times 15 \times 0.222 (1 - 0.5 \times 0.222)}}$$

$$d = 23.7 \text{ cm (aproximaremos } d = 24 \text{ cm)}$$

$$\text{Área de acero: } A_s = p b d = 0.009 \times 15 \times 24 = 3.24 \text{ cm}^2$$

Resultado:

$$d = 24 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.24 \text{ cm}^2$$

PROBLEMA DE ARMADO:

Calcular el área de acero de los bastones adicionales a las varillas corridas que es necesario colocar en las secciones de momento máximo y mínimo de la viga continua mostrada. Los momentos últimos se indican en el respectivo diagrama.

Datos:

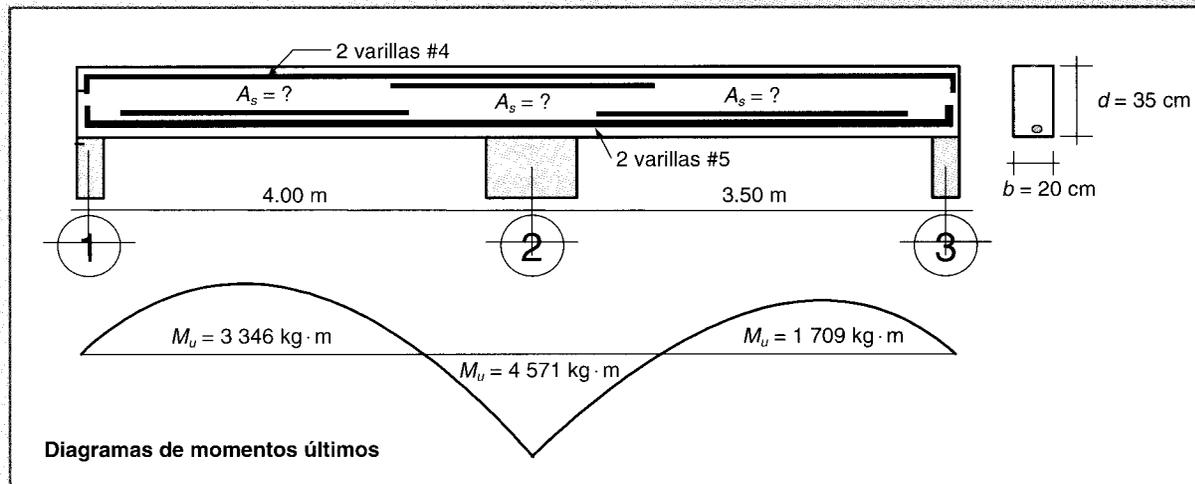
$$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s \# 4 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s \# 5 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Dimensiones y armados base:



Solución:

Cálculo de momentos resistentes de sección:

Se empleará la expresión:

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \text{ con la suposición de } (1 - 0.5q) = 0.9 = j$$

Momento resistente negativo

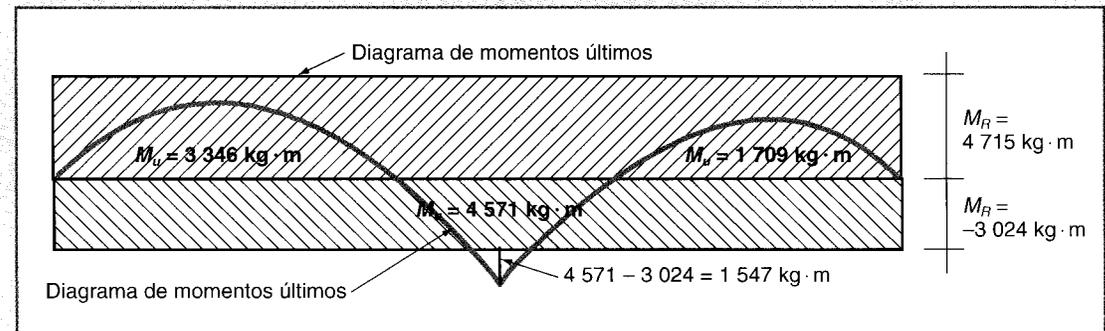
(la sección con acero en el lecho superior):

$$M_{R\ 2\#4} = 0.9 \times 2 \times 1.27 \times 4\ 200 \times 35 \times 0.9 = -302\ 438 \text{ kg}\cdot\text{cm} = -3\ 024 \text{ kg}\cdot\text{m} \text{ (negativo)}$$

Momento resistente positivo

(la sección con acero en el lecho inferior):

$$M_{R\ 2\#5} = 0.9 \times 2 \times 1.98 \times 4\ 200 \times 35 \times 0.9 = +471\ 517 \text{ kg}\cdot\text{cm} = +4\ 715 \text{ kg}\cdot\text{m} \text{ (positivo)}$$



Áreas de acero de bastones necesarias:

Sólo se requiere acero adicional para $M = 4\ 571 - 3\ 024 = 1\ 547 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$$A_s = \frac{154\ 700}{0.9 \times 4\ 200 \times 0.9 \times 35} = 1.3 \text{ cm}^2$$

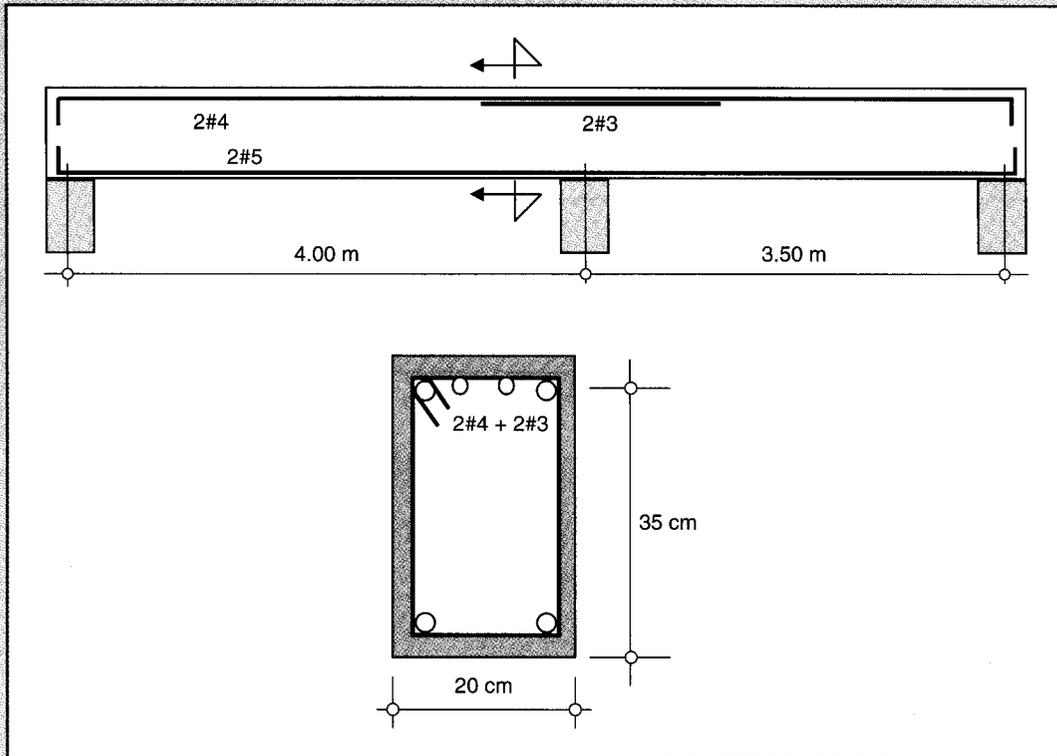
Resultado:

Se requieren bastones con $A_s = 1.3 \text{ cm}^2$ en la sección donde $M_u = -4\,571 \text{ kg}\cdot\text{m}$. (El momento resistente M_R en las otras secciones es mayor que el momento último).

Armado de la viga:

Cantidad de bastones (se propone varilla # 3, $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$):

$$\text{Cantidad} = \frac{1.30}{0.71} = 1.83 \rightarrow 2 \# 3$$



Vigas doblemente armadas

Existen casos en el armado de vigas de concreto reforzado en los que, al calcular el área de acero a partir de las expresiones mencionadas anteriormente, dicha área resulta mayor que la máxima reglamentaria conduciéndonos a una viga sobrerreforzada. Generalmente estos casos se presentan cuando por razones arquitectónicas, las dimensiones de la sección de la viga están limitadas a ciertos valores.

Estos casos, que usualmente corresponden a vigas de gran claro, se resuelven proponiendo áreas adicionales de acero tanto en la zona de tensión como en la zona de compresión; de esta manera, estas vigas quedan *doblemente armadas*. Este tipo de vigas no es muy recomendable porque éstas son usualmente muy deformables debido a las limitaciones en el peralte. Debe recordarse que el peralte de una sección es el que le proporciona rigidez y limita las flechas y vibraciones excesivas. Por otro lado, el proponer un ancho excesivo a la sección no es una solución práctica, puesto que no incrementa sustancialmente la rigidez mencionada.

Momento resistente

El momento resistente de vigas de sección rectangular considerando su armado a compresión se puede calcular con la siguiente expresión:

$$MR = F_R \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right] \tag{2.8} \text{NTC}_{\text{concreto}}$$

donde:

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

A_s = El área de acero a tensión.

A'_s = El área de acero a compresión.

d' = La distancia entre el centroide del acero a compresión y el paño del acero a compresión.

La ecuación anterior es válida sólo si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia a la flexión. Esto se cumple si:

$$(p - p') \geq \frac{6\,000\beta_1}{6\,000 - f_y} \frac{d' f_c''}{d f_y} \quad (2.10) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

donde:

p' = Cuantía de acero en zona de compresión;

$$p' = \frac{A'_s}{bd} \quad (2.11) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

Procedimiento de cálculo

Problemas de revisión. Si se desea conocer el incremento que al momento resistente de una sección aporta el armado de compresión, puede aplicarse la expresión (2.8) $\text{NTC}_{\text{concreto}}$.

Problemas de doble armado. El empleo de la expresión NTC 2.8 implica la propuesta de armados en la zona de compresión y de tensión, es decir, un proceso de tanteos.

Es usual que un mejor procedimiento implique el cálculo del momento resistente de la sección con el área de acero a tensión máxima reglamentaria que, como se sabe, equivale a:

$$A_{s,\text{máx}} = \frac{0.90f_c''}{f_y} \left(\frac{6\,000\beta_1}{6\,000 + f_y} \right) bd$$

para elementos que no formen parte del sistema sismorresistente.

Esta área de acero deberá sustituirse en la expresión:

$$p_{\text{máx}} = \frac{A_{\text{máx}}}{bd}$$

con lo cual se calcula:

$$q = \frac{f_y}{f_c''} p_{\text{máx}}$$

Así es posible establecer el momento resistente de la sección con el área máxima reglamentaria a tensión:

$$M_{R\text{ máx}} = F_R f_c'' bd^2 q (1 - 0.5q)$$

Este momento resistente debe ser comparado con el momento último M_U producido por las cargas en la viga analizada. Si se cumple la siguiente desigualdad:

$$M_{R\text{ máx}} < M_U$$

entonces es necesario el empleo de una viga doblemente reforzada.

A continuación, se establece el momento M'_R que debe ser resistido por el doble armado:

$$M'_R = M_U - M_{R\text{ máx}}$$

Este momento debe ser resistido por un par de fuerzas aplicadas en sendos armados de tensión y de compresión que se denomina A'_s situados en la parte superior e inferior de la viga. Dicha área de acero se puede calcular con la expresión:

$$A'_s = \frac{M_U - M_{R\text{ máx}}}{F_R f_y (d - d')}$$

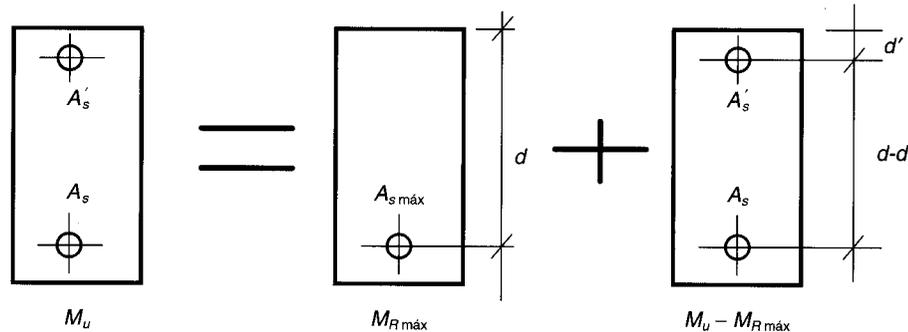


FIGURA 5.32 Distribución de áreas de acero en viga doblemente reforzada.

En la figura 5.32 se ilustra el procedimiento antes descrito.

Para garantizar que se cumple la condición de fluencia del acero de compresión, es usual dividir el área A'_s en dicha zona entre 0.75.

En el proyecto de diseño de una casa habitación al final de este texto se ilustra el procedimiento descrito aplicándolo a una de las vigas de la estructura.

› Cortante

La resistencia por cortante V_R de vigas de concreto reforzado está representada por la contribución de tres factores: el concreto simple que conforma la viga, el refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal (usualmente anillos de acero llamados estribos).

El concreto simple, junto con el refuerzo longitudinal forman un conjunto cuya resistencia por cortante es V_{CR} . La determinación de la resistencia por cortante V_{CR} de vigas de concreto reforzado sin refuerzo transversal implica el empleo de expresiones que fueron establecidas de acuerdo al método empírico, es decir, según los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio en las cuales se somete, a fuerza cortante, a un

conjunto de especímenes con características uniformes. A continuación se plantea la problemática a la que se enfrenta el investigador cuando trata de establecer una teoría razonablemente válida en cuanto al cortante en vigas de concreto reforzado.

En primer lugar está el número de factores que influyen en la capacidad por cortante de una viga de concreto reforzado sin refuerzo transversal. El investigador, a partir de las pruebas preliminares, debe discernir cuáles son los parámetros (condiciones ambientales de las pruebas, velocidades de aplicación de carga, etc.) que pueden afectar los resultados independientemente de las propiedades mecánicas de los materiales y las cantidades relativas de éstos.

Para lograr lo anterior lo más conveniente es tratar de uniformar el proceso de fabricación de los especímenes de prueba, las propiedades mecánicas de los materiales empleados y las características geométricas de dichos especímenes.

El logro de la mencionada uniformidad representa el primer obstáculo en el proceso de investigación. Como es sabido, el concreto simple es un material heterogéneo cuyas características son variables según una dispersión de resultados que es prácticamente imposible anular. Visto lo anterior, podría pensarse que la dispersión de resultados de resistencia V_{CR} por cortante debe corresponder a la del concreto simple; por desgracia no es así, pues las pruebas han demostrado que los valores de V_{CR} obtenidos tienen una dispersión mucho más grande.

El problema se resume en que a pesar de los cientos de estudios teóricos y experimentales que se han desarrollado acerca de este fenómeno, no se ha llegado a establecer un modelo racional del mecanismo de falla del cual sea posible derivar una expresión aceptablemente sencilla para el cálculo de la resistencia por cortante de una viga de concreto reforzado sin refuerzo transversal. Se reconoce que la falla está regida por los esfuerzos de tensión diagonal que se presentan en el alma debido a la superposición de los efectos de la fuerza cortante

y el momento flexionante y que los factores que más influyen en la fuerza cortante resistente son:

1. El esfuerzo promedio de la sección V_R , equivalente a la fuerza cortante resistente V_{CR} dividida entre el área bd del alma.
2. La resistencia en tensión del concreto que se relaciona indirectamente con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión ($\sqrt{f'_c}$). Observe que en la última expresión se está considerando la dispersión particular en los resultados de resistencia a la compresión f'_c del concreto.
3. La cuantía p del acero longitudinal a tensión.
4. En el caso de vigas muy cortas también interviene la relación entre el llamado claro de cortante a y el peralte d de la viga.

Los resultados de las pruebas pueden agruparse en forma conveniente para obtener una expresión razonablemente sencilla, como se muestra en la figura 5.33. En dicha figura se observa que en las abscisas se representa la cuantía p del refuerzo longitudinal por tensión y en las ordenadas el parámetro $\frac{V_{CR}}{bd\sqrt{f'_c}}$ donde V_{CR} es la

fuerza cortante para la cual se observó, de manera experimental, la falla. Cada uno de los puntos indicados en la gráfica representa un ensayo. Se aprecia que la correlación entre las dos variables es muy pobre ya que los puntos se encuentran muy dispersos. Esto, como lo marca la referencia mencionada, indica que el mecanismo o los mecanismos reales de falla están representados en forma muy pobre por ese agrupamiento de variables y que seguramente existen otras variables que influyen en el fenómeno y que no se están considerando.

Se debe tomar en cuenta que los resultados de la figura corresponden a las propiedades mecánicas y geométricas de las vigas ensayadas. Por lo tanto, puede considerarse nula la incertidumbre que se tenía en los

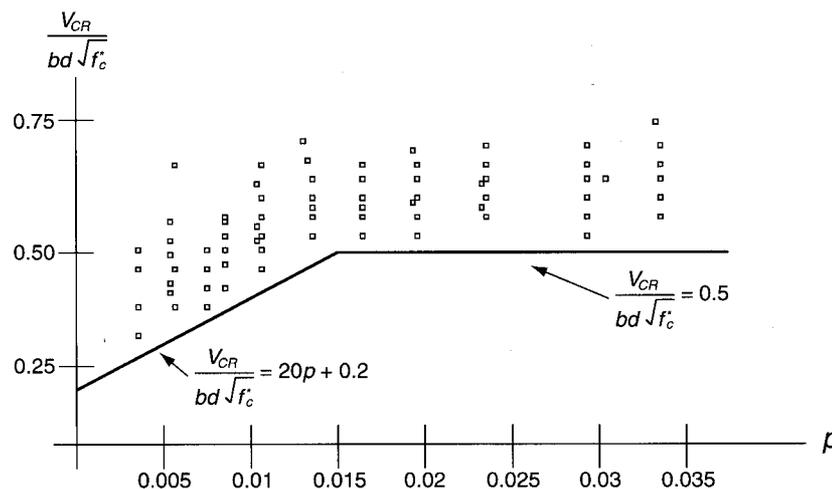


FIGURA 5.33 Resultados de pruebas de resistencia por cortante de vigas sin refuerzo transversal.

valores V_{CR} , f'_c , b , d , p , y toda la variabilidad puede atribuirse a que el fenómeno está pobremente representado en esa forma.

El reto al que se enfrenta el investigador es el de, a partir de una nube dispersa de resultados de laboratorio, generar una expresión razonablemente sencilla que contenga las variables antes mencionadas y que además describa de manera satisfactoria al fenómeno en estudio. Una solución empleada tradicionalmente en ingeniería para resolver estos casos del método empírico es la de *pasarle por debajo al fenómeno*.

Para el caso que se está tratando, que es el de determinar la resistencia por cortante V_{CR} de una viga sin refuerzo transversal, es posible delimitar más o menos claramente tres zonas:

1. Una zona puntual para los casos en que la cuantía de la viga vale cero. El límite inferior de esta zona lo marca la ordenada

$$\frac{V_{CR}}{bd\sqrt{f_c^*}} = 0.20$$

2. Una zona situada en el intervalo $0 < p \leq 0.015$ en la cual se agrupan puntos que indican que la mayor cuantía p , mayor es la resistencia por cortante V_{CR} . La parte inferior de la nube de puntos tiene una pendiente positiva que equivale a 20.
3. Una zona situada en el intervalo $p > 0.015$ en la cual se observa que la parte inferior de la nube de puntos tiene una ordenada constante equivalente a $\frac{V_{CR}}{bd\sqrt{f_c^*}} = 0.50$, lo que refleja cierta independencia de la resistencia por cortante respecto a la cuantía p .

Con base en las anteriores observaciones se definen dos expresiones que, si bien no predicen la resistencia al cortante V_{CR} , sí establecen valores inferiores a las posibles resistencias de laboratorio.

Para cuantías de acero longitudinal $p \leq 0.015$:

$$\frac{V_{CR}}{bd\sqrt{f_c^*}} = 20p + 0.20$$

en donde:

$$V_{CR} = bd(0.20 + 20p)\sqrt{f_c^*}$$

Para cuantías de acero longitudinal $p > 0.015$:

$$\frac{V_{CR}}{bd\sqrt{f_c^*}} = 0.50$$

de donde:

$$V_{CR} = 0.5bd\sqrt{f_c^*}$$

Al tomar en cuenta la forma de falla (frágil), y además la dispersión de los resultados de las pruebas

por cortante (entendida esta dispersión por los puntos que se presenten debajo de las rectas generadas anteriormente), el Reglamento de Construcciones del D.F. propone las siguientes expresiones:

Para cuantía de acero longitudinal $p < 0.015$:

$$V_{CR} = F_R bd(0.20 + 20p)\sqrt{f_c^*} \tag{2.19} \text{NTC}_{\text{concreto}}$$

Para cuantía de acero longitudinal $p \geq 0.015$:

$$V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f_c^*} \tag{2.19} \text{NTC}_{\text{concreto}}$$

En las anteriores expresiones, F_R representa el factor de resistencia por cortante, que para este caso vale $F_R = 0.8$

Contribución V_{SR} a la resistencia por cortante del armado transversal (estribos)

La contribución V_{SR} de los estribos se calcula a partir de expresiones que consideran al armado funcionando análogamente a una armadura situada en el interior de la viga. Para la deducción de estas expresiones se considera que los estribos están dispuestos a una distancia S entre ellos, que son paralelos y que tienen una inclinación Φ respecto al eje longitudinal de la viga. Para simplificar esta deducción, considere que este ángulo vale 90° , es decir, que los estribos son perpendiculares al eje longitudinal de la viga (veáse la figura 5.34).

Para las condiciones planteadas se supone que el estribo cubre una zona tributaria equivalente a $S/2$ a cada lado; de esta manera, la fuerza diagonal que trata de abrir la grieta a 45° , producto de la tensión diagonal vale:

$$F_T = \frac{Sbf_t}{\cos 45^\circ}$$

en donde:

$$f_T = \text{Esfuerzo de tensión diagonal} = \frac{V_{SR}}{bd}$$

La componente vertical F_V de esta fuerza (que será la que tome el estribo analizado) vale $F_V = (F_T \cos 45^\circ)$.

Al plantear el equilibrio de fuerzas verticales e igualando la fuerza F_V a la fuerza que desarrolla el estribo en el momento que fluye, se obtiene:

$$\frac{S \left(\frac{V_{SR}}{bd} \right) b}{\cos 45^\circ} = f_y A_v$$

de donde:

$$V_{SR} = \frac{f_y A_v d}{S}$$

En esta expresión f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de los estribos (recuerde que para el alambrión de $\frac{1}{4}$, $f_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$) y A_v es el área de cortantes, es decir, la suma de las áreas de las ramas del estribo. Por ejemplo, para un estribo de alambrión de $\frac{1}{4}$ de dos ramas, $A_v = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2$.

El reglamento toma en cuenta la dispersión que pudieran tener los resultados de laboratorio en relación al modelo teórico y plantea la siguiente expresión:

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S}$$

Resistencia total por cortante V_R

La resistencia total V_R por cortante de una viga de concreto reforzado equivale a la suma de las contribuciones antes analizadas; la del concreto con su armado longitudinal (V_{CR}) y la del refuerzo transversal (V_{SR}):

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

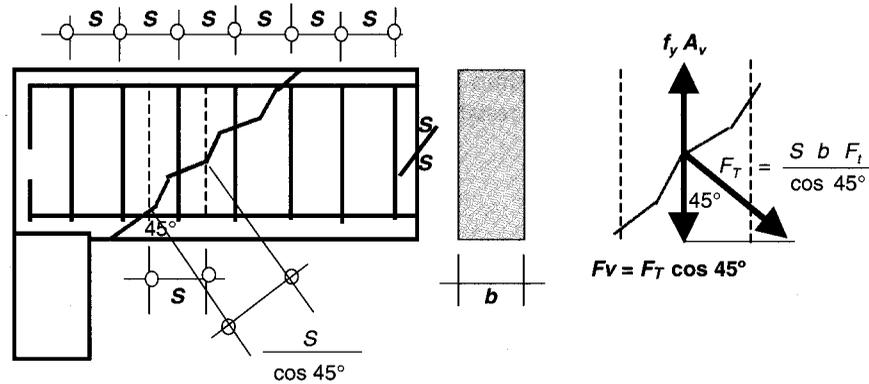


FIGURA 5.34 Determinación de la contribución de los estribos a la resistencia por cortante.

Problemas del diseño por cortante de vigas de concreto reforzado

Existen dos tipos de problemas típicos del diseño por cortante de vigas:

1. Problemas de revisión.
2. Problemas de cálculo de separación de estribos.

1. Problemas de revisión. Como se estableció anteriormente, la resistencia total V_R por cortante de una viga de concreto reforzado equivale a la suma de las contribuciones antes analizadas: la del concreto con su armado longitudinal (V_{CR}) y la del refuerzo transversal (V_{SR}).

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

Al aplicar las expresiones que se acaban de deducir, se puede verificar si la disposición de estribos satisface la expresión reglamentaria que rige el diseño por cortante:

$$V_R \geq V_u$$

2. Problemas de cálculo de separación de estribos. Para un diseño con máxima economía se debe igualar el cortante último producido por las cargas en la viga con el cortante resistente de la misma:

$$V_R = V_u$$

es decir:

$$V_u = V_{CR} + V_{SR}$$

Al despejar el cortante que toman los estribos (para estribos perpendiculares al eje de la viga):

$$V_{SR} = V_u - V_{CR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S}$$

y despejando la separación S de estribos:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

sin embargo, la separación de estribos debe sujetarse a limitaciones reglamentarias que se mencionan a continuación.

Disposiciones reglamentarias sobre el diseño por cortante

1. En ningún caso se permitirá que V_u sea mayor que $2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$
2. Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que $1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ la separación de estribos no deberá ser mayor que $0.5 d$.

3. Si V_u es mayor que $1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$, la separación de estribos no deberá ser mayor que $0.25 d$.
4. La separación de estribos no debe ser menor que 6 cm.

Distancia del apoyo hasta donde se colocan estribos

La separación de estribos S calculada con la expresión:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

es válida para el valor del cortante en el apoyo correspondiente. Se considera válida para todos los valores de:

1. $V_u - V_{CR}$ mayores que cero, es decir, considerando un valor.
2. $V_u - V_{CR}$ constante, la distancia hasta donde se colocarán los estribos calculados se puede establecer a partir de la expresión, válida para una viga con carga uniforme:

$$X_{EST} = \frac{X_{PIC} (V_u - V_{CR})}{V_u}$$

donde:

- X_{EST} = Distancia hasta donde se colocan los estribos calculados.
- X_{PIC} = Distancia del apoyo correspondiente al punto de inflexión de cortantes.
- $V_u - V_{CR}$ = Diferencia entre cortante último y cortante que toma el concreto.
- V_u = Cortante último.

Cantidad necesaria de estribos

Como se observa en la figura 5.35, la separación de estribos calculada mediante la expresión

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_U - V_{CR}}$$

sólo es necesaria en los primeros dos estribos; para los siguientes se debería calcular una nueva separación, pues la fuerza cortante disminuye hacia el centro de la viga. Para simplificar el proceso se acepta la misma separación en toda la distancia X , de modo que:

$$\text{Cantidad de estribos} = \frac{X}{S}$$

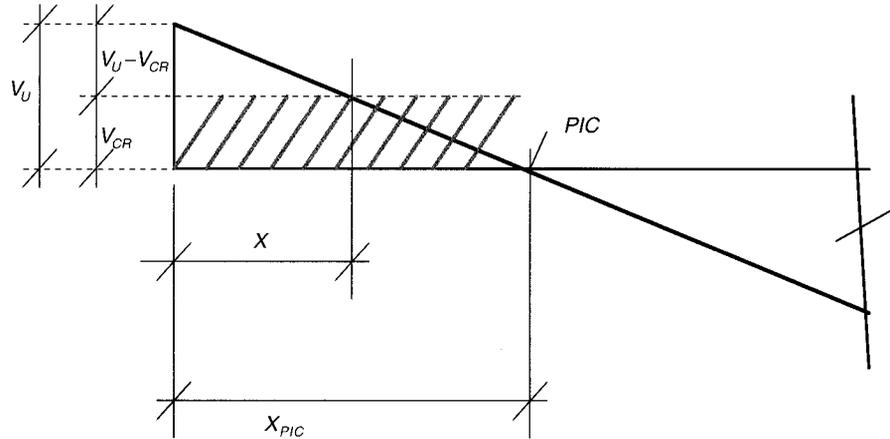


FIGURA 5.35 Distancia hasta donde se colocan estribos calculados.

PROBLEMA DE REVISIÓN:

Una trabe simplemente apoyada soporta una carga uniforme de servicio por metro lineal $\omega = 1\,184$ kg/m (incluye peso propio). si sus dimensiones son $b = 15$ cm, $d = 24$ cm, el área de acero a tensión $A_s = 3.24$ cm² y cuenta con refuerzo transversal consistente en estribos de dos ramas #2 a cada 10 cm. Establecer si se satisface la condición reglamentaria $V_R \geq V_u$

Datos:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (resistencia de acero de estribos).}$$

$$\text{Área de alambro} \ a_v = 0.32 \text{ cm}^2$$

Solución:

Análisis estructural (cálculo del cortante último):

$$V = \omega L / 2 = \frac{1\,184 \times 3.5}{2} = 2\,072 \text{ kg}$$

$$V_U = 1.4 \times 2\,072 = 2\,901 \text{ kg}$$

$$V_U = 2\,901 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante resistente:

V_R = Contribución del concreto + contribución de estribos

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

Cálculo de la contribución V_{CR} del concreto:

$$\text{(Si } p < 0.015 \text{) } V_{CR} = F_R \, b d \, (0.2 + 20p) \sqrt{f'_c} \quad (2.19)$$

$$p = \frac{3.24}{15 \times 24} = 0.009 < 0.015$$

luego:

$$\begin{aligned} V_{CR} &= 0.8 \times 15 \times 24 \, (0.2 + 20 \times 0.009) \sqrt{250} \\ &= 1\,547 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cálculo de la contribución del refuerzo transversal:

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

$$V_{SR} = \frac{0.8 \times (0.32 \times 2) \times 2\,530 \times 24 (0 + 1)}{10} = 3\,109 \text{ kg}$$

Cortante resistente total: $V_R = 1\,547 + 3\,109 = 4\,656 \text{ kg}$

Como $4\,656 \text{ kg} > 2\,901 \text{ kg}$ entonces se cumple la condición reglamentaria.

Resultado:

$$V_R = 4\,656 \text{ kg}$$

$$V_u = 2\,901 \text{ kg}$$

(La viga cumple con la condición reglamentaria $V_R \geq V_u$).

PROBLEMA DE DIMENSIONAMIENTO:

Una trabe simplemente apoyada de longitud $L = 3.5 \text{ m}$ soporta una carga uniforme de servicio por metro lineal $\omega = 2\,400 \text{ kg/m}$ (incluye peso propio). Si sus dimensiones son $b = 15 \text{ cm}$, $d = 30 \text{ cm}$ y el armado de acero a tensión consiste en cuatro varillas #4, calcular la cantidad y la separación de estribos rectangulares #2 que se deben disponer a partir de cada extremo para resistir la fuerza cortante.

Datos:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Resistencia de acero de estribos)}$$

$$\text{Área de alambión } a_v = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$F_R = 0.8$$

Solución:

Análisis estructural (cálculo de cortantes últimos en cada extremo):

$$\text{Cortante: } V = \frac{\omega L}{2} = \frac{2\,400 \times 3.5}{2} = 4\,200 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante último: } V_u = 1.4 \times 4\,200 = 5\,880 \text{ kg}$$

Cálculo de separación de estribos:

a) Revisión por cortante de sección:

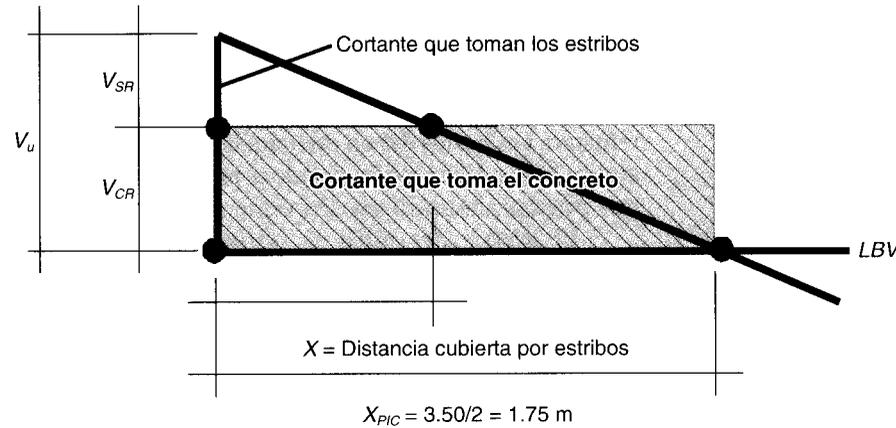
Se debe cumplir $V_u < 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 2.5 \times 0.8 \times 15 \times 30 \sqrt{200} = 12\,728 \text{ kg}$$

(Como $5\,880 < 12\,728 \text{ kg}$, se acepta la sección)

b) Cálculo de separación de estribos:

Se calculará la separación de estribos para tomar la diferencia $V_{SR} = V_u - V_{CR}$

**Cálculo de contribución V_{CR} del concreto:**

Cuantía de acero: $\rho = (4 \times 1.27)/(15 \times 30) = 0.011$

Como $\rho < 0.015$ se empleará:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 30 (0.2 + 20 \times 0.011) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 2\,138 \text{ kg}$$

Cortante que toman los estribos:

$$V_{SR} = V_u - V_{CR} = 5\,880 - 2\,138 = 3\,742 \text{ kg}$$

Separación de estribos:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 0.64 \times 2\,530 \times 30}{3\,742} =$$

$$= 10.3 \rightarrow 10 \text{ cm}$$

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 1.5 \times 0.8 \times 15 \times 30 \sqrt{200} = 7\,636 \text{ kg}$$

como $7\,636 \text{ kg} > 5\,880 \text{ kg}$

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

La separación que rige es la menor $S = 10 \text{ cm} (> 6 \text{ cm})$

Distancia hasta donde se requieren estribos por cálculo: (ver figura)

$$\frac{X}{3\,742} = \frac{175 \text{ cm}}{5\,880} \text{ de donde } X = 111 \text{ cm}$$

Cantidad de estribos necesarios:

$$\text{Cantidad} = 111/10 = 11 \text{ estribos @ } 10 \text{ cm}$$

Resultado:

A partir de cada extremo de la viga se requieren 11 estribos # 2 separados entre sí 10.0 cm.

› Adherencia y anclaje de varilla

Se define como *anclaje* al efecto logrado entre concreto y acero de refuerzo que impide a éste deslizarse y permite la correcta transferencia de los esfuerzos de tensión al refuerzo. Las barras deben estar ancladas en el concreto a ambos lados de la sección donde se requieran, de manera que puedan desarrollarse los esfuerzos mencionados.

El *anclaje de varilla* se obtiene por adherencia química, por fricción y por apoyo mecánico entre la corrugación y el concreto en que se apoya, siendo esta última la contribución más importante.

Una forma simplificada de explicar el fenómeno considera una barra situada en la zona de tensión de una viga, barra de la cual se desea obtener la longitud que permite que se desarrolle el esfuerzo de fluencia (figura 5.36)

El equilibrio de fuerzas (figura 5.37) cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia de la barra se logra si $T_1 = T_2$, es decir:

$$d_b \pi L_d \mu_R = a_s f_y \tag{a)}$$

donde:

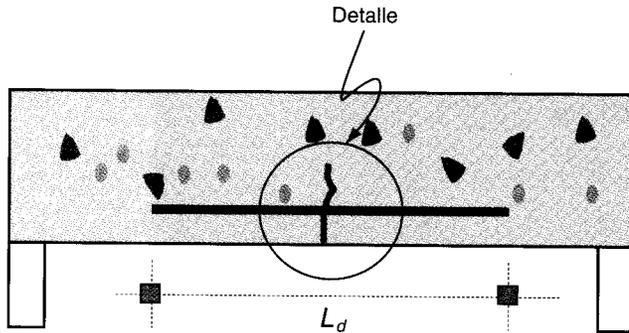


FIGURA 5.36 Barra ahogada en zona de tensión de viga de concreto.

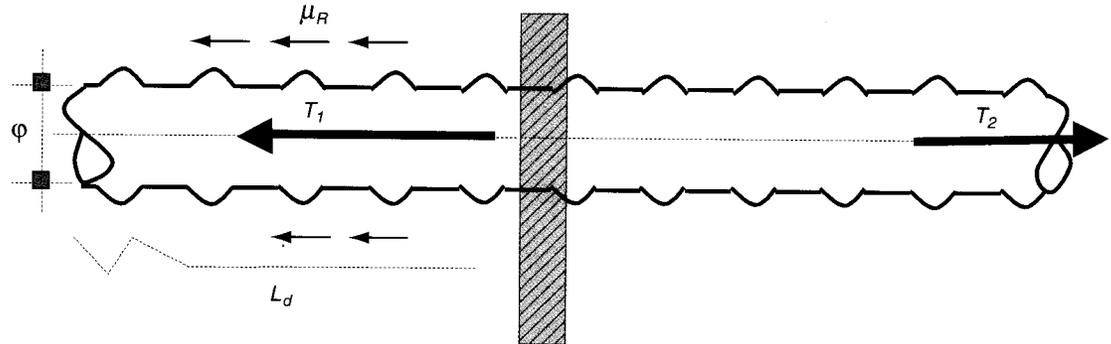


FIGURA 5.37 Equilibrio de fuerzas en barra ahogada en concreto.

d_b = Diámetro de la barra.

L_d = Longitud de desarrollo.

μ_R = Esfuerzo de adherencia entre varilla y concreto.

a_s = Área de la sección transversal de la barra.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de la varilla.

Despejando la longitud de desarrollo L_d :

$$L_d = \frac{a_s f_y}{\pi d_b \mu_R} \tag{b)}$$

Para evaluar el esfuerzo de adherencia μ_R , se considera que éste es directamente proporcional a $\sqrt{f'_c}$ e inversamente proporcional al diámetro de la barra, o sea:

$$\mu_R \propto \sqrt{f'_c} / d_b$$

Al establecer una magnitud para el coeficiente de proporcionalidad k :

$$\mu_R = \frac{k \sqrt{f'_c}}{d_b} \tag{c)}$$

A la constante k se le asigna un valor $(c + K_{tr})$, donde " c " equivale al menor de los siguientes valores:

- Distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima (recubrimiento a ejes de varilla); o
- La mitad de la separación entre centros de barras.

Por otro lado, K_{tr} es el llamado *índice de refuerzo transversal* y las NTC permiten suponer al valor K_{tr} igual a cero. Por lo anterior, al sustituir la ecuación c) en la expresión a) se define la llamada *longitud básica de desarrollo*:

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr}) \sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad d)$$

El Reglamento del D.F. afecta la longitud de desarrollo obtenida con la expresión anterior con un factor o factores que toman en cuenta diversas condiciones de anclaje (véase tabla 5.6), y establece que la longitud obtenida debe ser mayor o igual que $0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$ multiplicado por el factor o factores mencionados:

$$L_d = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr} \sqrt{f'_c})} \times \text{factor(es)} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \times \text{factor(es)} \quad e)$$

Además, el reglamento establece que la longitud de desarrollo no debe ser menor a 30 cm. Esto implica que la longitud mínima de cada bastón deberá ser de cuando menos 60 cm.

TABLA 5.6 Tabla de factores que afectan la longitud básica de desarrollo.

Condición de refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 19.1 mm (núm. 6) o menor	0.8
Varilla con más de 30 cm debajo	1.3
Barras torcidas en frío diámetro > 3/4"	1.2
Barras con $f_y > 4\,200 \text{ kg/cm}^2$	$2 - (2\,400/f_y)$
Acero de flexión en exceso	$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$
Barras lisas	2.0
Barras cubiertas con resina epóxica o lodo bentonítico:	
• Recubrimiento de concreto menor que 3 db, o separación libre entre barras menor que 3 db	1.5
• Otras condiciones	1.2
Todos los otros casos	1.0

Procedimiento para establecer la longitud de anclaje de varillas

Las barras de refuerzo no deben cortarse precisamente en las secciones donde dejan de ser necesarias de acuerdo al diagrama de momentos (figura 5.38). Los diversos reglamentos recomiendan que las barras se prolonguen una cierta longitud más allá de los puntos teóricos de corte. Las NTC recomiendan que esta longitud sea cuando menos equivalente a un peralte efectivo d .

La longitud de las barras de tensión que se necesita para que se desarrolle el esfuerzo de fluencia en el acero antes de que éste se deslice se puede calcular, según las NTC si se cumplen las siguientes condiciones de armado:

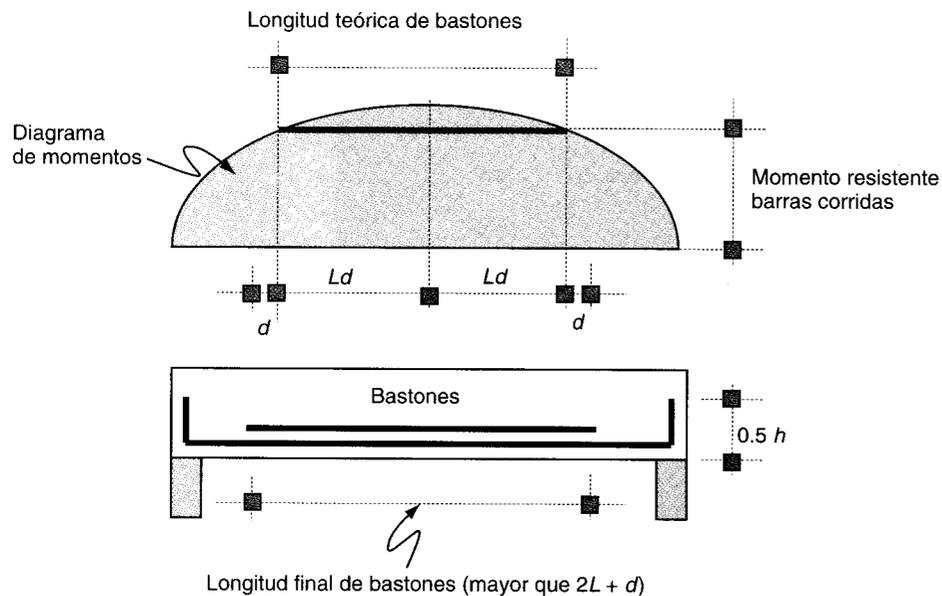


FIGURA 5.38 Longitud de bastones según el diagrama en viga simplemente apoyada.

1. 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 .
2. Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo d más allá del punto teórico donde, de acuerdo con el diagrama de momentos, ya no se requieren.
3. 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 de corte más próximas a los extremos libremente apoyados.
4. Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que

$$(L_d - 0.25 L) \geq 0.5 h$$

donde L es el claro del elemento y h su altura total.

Por lo menos una tercera parte del armado se prolongará más allá del eje del apoyo una longitud $(L_d - 0.25 L)$ o bien $0.5 h$, lo que sea mayor.

Los traslapes deberán tener una longitud mínima L_{\min} igual a:

$$L_{\min} = 1.33 L_d \geq (0.01 f_y - 6) db$$

Se recomienda realizar estos traslapes lejos de zonas críticas (figura 5.39).

Requisitos complementarios para extremos apoyados de vigas

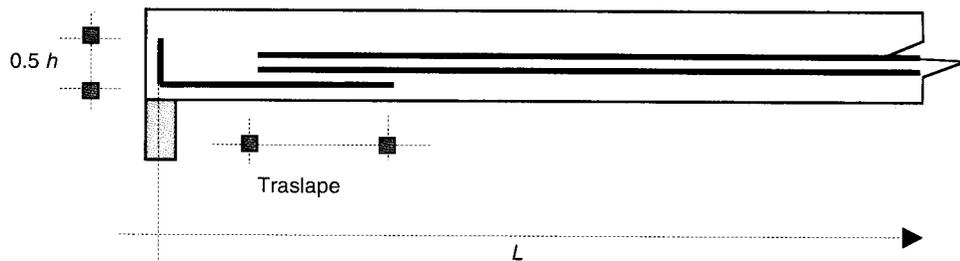
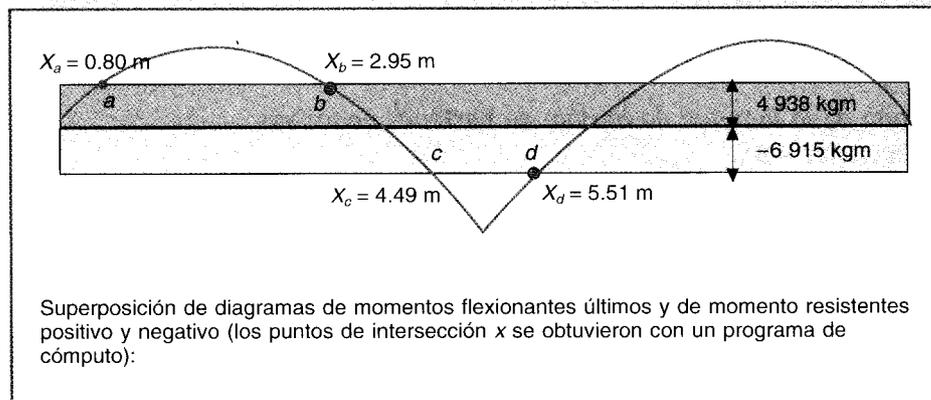
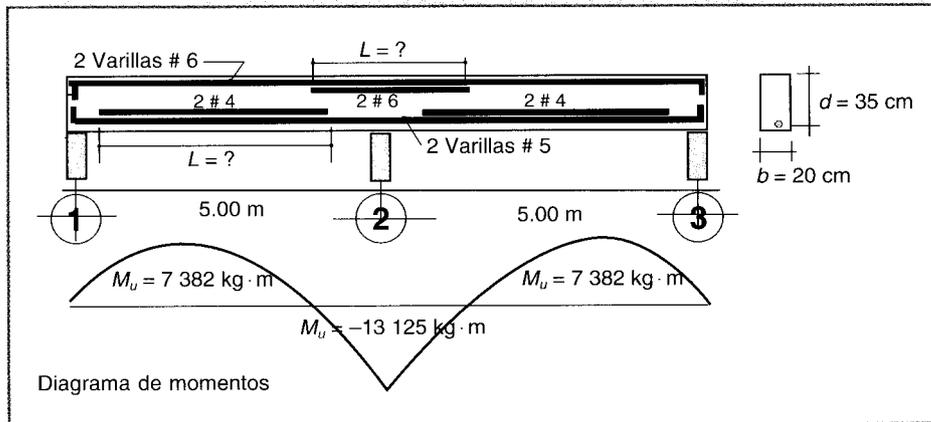


FIGURA 5.39 Anclaje y traslape en vigas simplemente apoyadas

PROBLEMA DE DETERMINACIÓN DE LONGITUD DE ANCLAJE:

Determinar la longitud de los bastones positivos y negativos de la viga mostrada en la figura, la cual está sometida a una carga uniforme en toda su longitud de $w_U = 4\,200 \text{ kg/m}$ última. Considerar $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$



Área de bastones para momento positivo (hay dos varillas corridas #5)

Área de acero requerida:

$$A_s = \frac{(7\,382 - 4\,938) \times 100}{0.9 \times 4\,200 \times 0.9 \times 35} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Área de acero proporcionada:

Empleando 2#4: $A_s = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2 > 2.02 \text{ cm}^2$ (2 bastones #4).

Resistencia nominal: $f'_c = 0.8 f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo uniforme de Whitney: $f'_c = 0.85 f'_c = 204 \text{ kg/cm}^2$

Momento resistente de sección con 2#5 por lecho inferior:

Cuantía de acero p :

$$p = \frac{2 \times 1.98}{20 \times 35} = 0.0056$$

de donde $q = \frac{4\,200}{204} \times 0.0056 = 0.115$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) = 0.9 \times 3.96 \times 4\,200 \times 35 (1 - 0.5 \times 0.115) = 493\,783 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_R = 4\,938 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento resistente de sección con 2#6 por lecho superior:

Cuantía de acero p :

$$p = \frac{2 \times 2.85}{20 \times 35} = 0.0081$$

de donde $q = \frac{4\,200}{204} \times 0.0081 = 0.166$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) = 0.9 \times 5.70 \times 4\,200 \times 35 (1 - 0.5 \times 0.166) = 691\,519 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_R = 6\,915 \text{ kg}\cdot\text{m} \text{ (negativo por ser lecho superior).}$$

Área de bastones para momento negativo (hay dos varillas corridas #6)

Área de acero requerida:

$$A_s = \frac{(13\,125 - 6\,915) \times 100}{0.9 \times 4\,200 \times 0.9 \times 35} = 5.21 \text{ cm}^2$$

Área de acero proporcionada:

Empleando 2#6: $A_s = 2 \times 2.85 = 5.70 \text{ cm}^2 > 5.21 \text{ cm}^2$
(2 bastones #6)

Cálculo de la longitud de anclaje de bastones positivos (2 bastones # 4):

a) Longitud según el diagrama de momentos:

$$L_1 = (X_b - X_a) + 2d = (2.95 - 0.80) + 2 \times 0.35 \\ = 2.85 \text{ m}$$

b) Longitud reglamentaria

$$L_2 = \frac{2asf_y}{3C\sqrt{f'_c}} \times \text{factor(es)}$$

Datos:

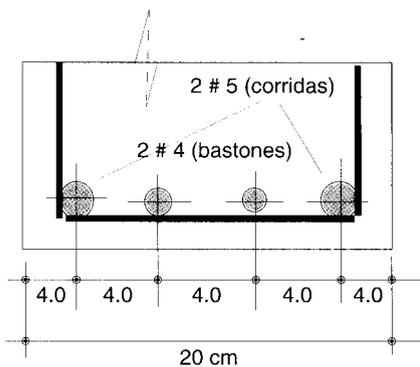
Bastones # 4 (menores que # 6)

$K_{tr} = 0$ (simplificando)

$C = 4.0 \text{ cm}$ o bien

$C = 4.0/2 = 2.0 \text{ cm}$ (rige este último valor)

$$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}} = \frac{2.05}{2 \times 1.27} = 0.81$$



Sustituyendo valores y considerando que uno de los factores a aplicar equivale a 0.8 (por qué el diámetro de bastones es menor a # 6), y el otro factor es 0.81 (equivalente a la relación de áreas de acero):

c) Longitud mínima reglamentaria.

$$L_2 = \frac{2 \times 1.27 \times 4200}{3 \times 2.0\sqrt{300}} \times 0.8 \times 0.81 = 67 \text{ cm}$$

$$L_3 = \frac{2 \times 0.11 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \times \text{factor(es)}$$

$$L_3 = \frac{2 \times 0.11 \times 1.27 \times 4\,200}{\sqrt{300}} \times 0.8 \times 0.81 \cong 44 \text{ cm}$$

d) Ningún bastón medirá menos de 30 cm a cada lado:

$$L_4 = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

Longitud de bastones positivos:

Considerando la longitud mayor de las calculadas, se elige L_1 :

$$L = 285 \text{ cm}$$

Cálculo de la longitud de anclaje de bastones negativos (2 bastones # 6):

a) Longitud según el diagrama de momentos:

$$L_1 = (X_d - X_c) + 2d = (5.51 - 4.49) + 2 \times 0.35 \\ = 1.62 \text{ m}$$

b) Longitud reglamentaria

Datos:

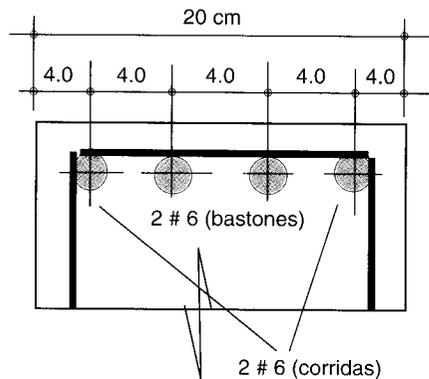
$$L_2 = \frac{2asf_y}{3C\sqrt{f'_c}} \times \text{factor(es)}$$

Bastones # 6 (iguales a # 6)

$K_{tr} = 0$ (simplificado)

$$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}} = \frac{5.21}{2 \times 2.85} = 0.91$$

$C = 4.0$ cm, o bien $C = 4.0/2 = 2.0$ cm (rige este último valor).



Sustituyendo valores y considerando que uno de los factores a aplicar equivale a 0.8 (porque el diámetro de bastones es igual a #6), el otro factor es 0.91 (equivalente a la relación de áreas de acero) y el último factor es 1.3 (las barras tienen 35 cm > 30 cm debajo):

$$L_2 = \frac{2 \times 2.85 \times 4 \times 200}{3 \times 2.00 \sqrt{300}} \times 0.8 \times 0.91 \times 1.3 = 218 \text{ cm}$$

c) Longitud mínima reglamentaria

$$L_3 = \frac{2 \times 0.11 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \times \text{factor(es)}$$

$$L_3 = \frac{2 \times 0.11 \times 1.9 \times 4 \times 200}{\sqrt{300}} \times 1.3 \times 0.8 \times 0.81 \cong 85 \text{ cm}$$

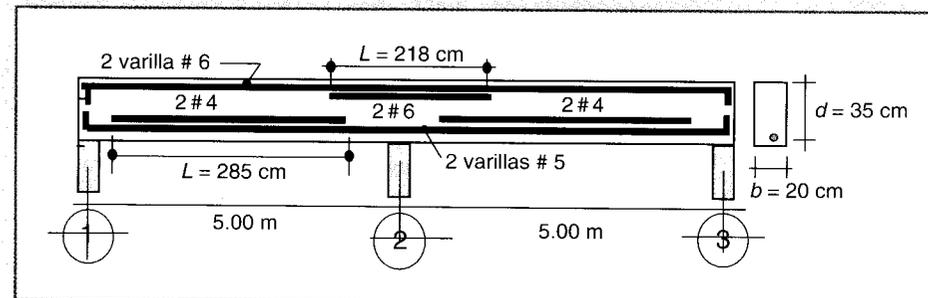
d) Ningún bastón medirá menos de 30 cm a cada lado:

$$L_4 = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

Longitud de bastones negativos:

Considerando la longitud mayor de las calculadas, se elige L_2 :

$$L = 218 \text{ cm}$$



› Deflexiones

Las *deflexiones* son el resultado natural e inevitable de la aplicación de las acciones en los miembros estructurales. En algunos casos es posible disimular con plafones falsos su presencia o contrarrestarla con deflexiones en sentido contrario (contraflechas); no obstante, en otros casos producen problemas estructurales, técnicos y estéticos. Los elementos no estructurales (ventanales, cancelos, etc.) así como las instalaciones pueden sufrir roturas. En azoteas, los encharcamientos debidos a las deflexiones en losa son frecuentes. Al final, la apariencia deformada de los miembros estructurales puede afectar el bienestar del usuario.

El factor más importante que causa deflexiones excesivas es la deficiencia en tamaño de los diversos elementos estructurales, pues como se sabe, el momento de inercia rige inversamente la magnitud de las deformaciones. Lo anterior es más frecuente en la construcción moderna, ya que el empleo de materiales de mayor resistencia conduce a secciones más esbeltas.

Existen dos enfoques que permiten tomar en cuenta las deflexiones que se producirán en la construcción; en el primero de ellos se establecen dimensiones mínimas de los elementos estructurales de modo que, sin necesidad de calcular las deflexiones, éstas se mantengan en niveles permisibles. Este criterio lo aplican los diversos reglamentos en el diseño de ciertos tipos de estructuras. Por ejemplo, el Reglamento de Construcciones del D.F. establece que el peralte efectivo mínimo necesario para no calcular las deflexiones en losas apoyadas perimetralmente equivale al perímetro del tablero dividido entre 250. El segundo enfoque de los mencionados anteriormente implica calcular las deflexiones máximas del elemento analizado bajo cierta combinación de carga, y comparar estos valores con un valor máximo admisible que usualmente toma en cuenta los efectos físicos o psicológicos que la deflexión pueda tener sobre elementos no estructurales o usuarios, respectivamente. Es conveniente emplear el primer criterio cuando los

elementos no tengan restricciones arquitectónicas de tamaño, y el segundo cuando existen tales restricciones o la posibilidad de dañar elementos no estructurales bajo la acción de las deflexiones. A continuación se describen cada uno de estos criterios.

Establecimiento de secciones de anteproyecto

Como se mencionó antes, los reglamentos recomiendan valores mínimos de ciertas dimensiones (usualmente el peralte) de los elementos estructurales para no tener que calcular las deflexiones.

A continuación se transcriben las recomendaciones del Instituto Americano del Concreto (ACI, por sus siglas en inglés) en relación a losas que se trabajan en una dirección y trabes bajo diversas condiciones de apoyo (tabla 5.7). Estos valores se aplican para concreto de peso normal y acero con límite de fluencia $f_y = 4\ 200$ kg/cm². Para otros valores de f_y se deberán multiplicar por el factor $(0.4 + 0.000\ 14\ f_y)$. El símbolo L representa el claro. Estos valores son aplicables cuando las deformaciones no afectan a elementos no estructurales.

Cálculo de deflexiones

En el segundo enfoque, que corresponde al caso en que se considera la acción del elemento deformado sobre miembros no estructurales, se debe calcular la deflexión del elemento estructural y comparar este valor con uno admisible. A continuación se describe este procedimiento aplicado a vigas, que son los elementos que usualmente tienen algún efecto sobre elementos no estructurales.

Cálculo de deflexiones inmediatas. Existen diversos métodos que toman en cuenta las principales variables que rigen el comportamiento de una viga de concreto reforzado ante las cargas y que permiten predecir la deflexión con un cierto grado de incertidumbre. Tales variables son la resistencia a la tensión y el módulo de

elasticidad del concreto, la cuantía de acero a tensión y el agrietamiento del elemento. De este modo, se han logrado establecer métodos simplificados para la cuantificación de las deflexiones inmediatas, es decir, las que se presentan justo después de aplicar las cargas.

Las NTC del Reglamento de Construcciones del D.F. establecen un método que implica el empleo de métodos tradicionales de la mecánica de sólidos para el cálculo de las deflexiones, considerando para ello la carga de servicio y tomando como momento de inercia el de la sección transformada agrietada. La *sección transformada* es aquella en la cual el área de acero se sustituye por un área equivalente de concreto numéricamente igual al área de la sección transversal de las barras multiplicada por la relación n de módulos de elasticidad de acero y concreto:

$$\text{Sección transformada} = nA_s$$

donde:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Es importante recordar que los módulos de elasticidad del acero E_s y del concreto E_c valen:

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 14\,000 \sqrt{f_c^*} \text{ para concreto clase 1}$$

$$E_c = 8\,000 \sqrt{f_c^*} \text{ para concreto clase 2}$$

Una representación gráfica de la sección transformada es la que se muestra en la figura 5.40.

Si la viga es de sección constante se permite tomar como momento de inercia, I_e , el correspondiente al centro del claro en vigas simplemente apoyadas y vigas continuas, y el del apoyo para voladizos. Sin embargo, en vigas continuas se deberá utilizar un valor promedio del momento de inercia calculado con la expresión:

TABLA 5.7 Peraltes mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección cuando no se calculan las deflexiones.

Elemento	Peralte total h mínimo			
	Libremente apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos cont.	Voladizo
Losas macizas	$L/20$	$L/24$	$L/28$	$L/10$
Vigas y losas nervuradas	$L/16$	$L/18.5$	$L/21$	$L/8$

$$I_e = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_c}{4}$$

Donde I_{e1} e I_{e2} son los momentos de inercia de la sección transformada agrietada de los extremos del claro en estudio, e I_c es el de la sección central. Si la viga es continua sólo en uno de sus extremos, el momento de inercia correspondiente al tramo discontinuo se supone igual a cero y el denominador de la anterior expresión cambia a un valor 3.

Una vez determinado un valor de I_e , la deflexión se calcula por lo general a la mitad del claro, en donde a pesar de no existir simetría en cargas y condiciones de apoyo, la deflexión se aproxima a la máxima.

Cálculo de deflexiones diferidas. En este cálculo puede considerarse que sobre el elemento estructural analizado, carga viva no se aplicará en forma sostenida sino sólo una fracción de la misma que el Reglamento de Construcciones especifica en su Art. 199-III para diversos tipos de destinos de pisos o cubiertas. Por ejemplo, en casa habitación, la carga media $W = 70 \text{ kg/m}^2$ equivale aproximadamente a 41% de la carga máxima $W_m = 170 \text{ kg/m}^2$.

Las NTC proponen un método para calcular las deflexiones diferidas debidas a la combinación de carga muerta más la fracción de carga viva que actuará en

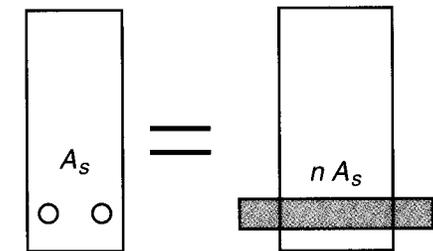


FIGURA 5.40 Representación de la sección transformada de acero.

forma sostenida. Dicho método consiste en calcular la deflexión inmediata con la expresión de mecánica de sólidos correspondiente, empleando el momento de inercia de la sección agrietada transformada y la combinación de cargas mencionada, y multiplicar este resultado por el factor que toma en cuenta el periodo (5 años o más) en que la deflexión ya no varía con el tiempo.

$$\frac{2}{1 + 50 p'}$$

En el factor anterior p' corresponde a la cuantía en la zona de compresión en el centro del claro para vigas simplemente apoyadas y en el empotramiento para voladizos. En vigas continuas p' se consigue con el mismo criterio que se aplica para obtener el momento de inercia I_e en este tipo de estructuras. El factor es aplicable para concretos clase 1, y deberá duplicarse para vigas construidas con concreto clase 2.

Deflexiones admisibles. La suma de las deflexiones inmediatas y diferidas deberá compararse con la admisible, debiendo ser menor que ésta. Las NTC del Reglamento de Construcciones del DF establecen que la flecha vertical admisible para miembros que no afecten elementos no estructurales equivaldrá a:

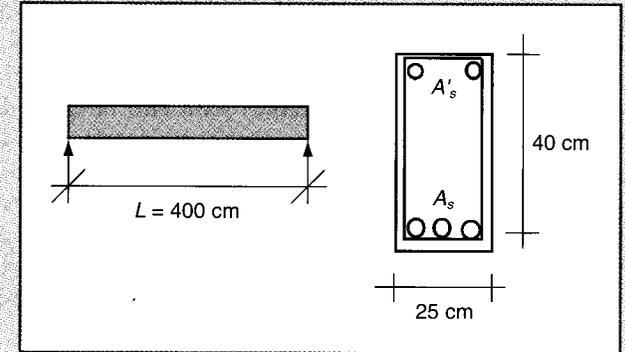
$$\frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm}$$

Y para miembros que afectan a elementos estructurales la flecha admisible equivale a:

$$\frac{L}{480} + 0.3 \text{ cm}$$

Para el caso de voladizos, los límites anteriores se duplicarán.

EJEMPLO: Calcular la deflexión de la viga simplemente apoyada mostrada en la figura y compararla con el valor admisible, considerando que no afecta a elementos no estructurales.



Datos:

$$f_c^* = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ (concreto clase 2)}$$

$$F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 3\#6 = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 2\#4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

Carga por metro debida a la carga muerta:

$$W_m = 2\,400 \text{ kg/m}$$

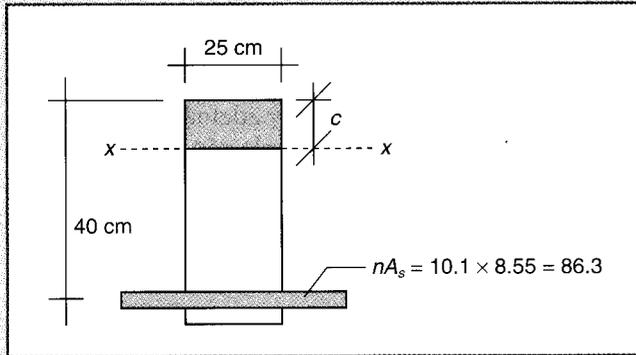
Carga por metro debida a la carga viva:

$$W_{cv} = 1\,500 \text{ kg/m}$$

Considerar que el 41% de la carga viva actúa en forma sostenida.

Solución:

Momento de inercia de la sección transformada agrietada.



Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 14\,000 \sqrt{f'_c} = 14\,000 \sqrt{200} = 197\,990 \text{ kg/cm}^2$$

Relación de módulos n : $E_s/E_c = 10.1$

Sección transformada del ejemplo

De la figura anterior y tomando momentos estáticos respecto al eje $x-x$:

$$25c(0.5c) = 86.3(40 - c)$$

de donde:

$$c = 13.5 \text{ cm}$$

Al obtener momentos de inercia respecto al eje neutro $x-x$:

$$I_e = \frac{25 \times 13.5^3}{3} + 86.3(40 - 13.5)^2 = 81\,107 \text{ cm}^4$$

Deflexión inmediata:

$$\begin{aligned} \text{Carga total} &= CM + CV = 2\,400 + 1\,500 \\ &= 3\,900 \text{ kg/m} = 39 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_{(CM+CV)} &= \frac{5wL^4}{384EI} \\ &= \frac{5 \times 39 \times 400^4}{384 \times 197\,990 \times 81\,107} = 0.81 \text{ cm} \end{aligned}$$

Deflexión diferida:

$$\begin{aligned} \text{Carga sostenida} &= CM + 0.41(CV) \\ &= 2\,400 + 615 = 3\,015 \text{ kg/m} \\ &= 30.1 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

$$Y_{(CM+0.41CV)} = \frac{5 \times 30.15 \times 400^4}{384 \times 197\,990 \times 81\,107} \times \text{factor}$$

Factor para concreto clase 1:

$$p' = \frac{2 \times 1.27}{25 \times 40} = 0.0025$$

$$\text{Factor} = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0025} = 1.77$$

Deflexión diferida:

$$Y_{(CM+0.41CV)} = 0.62 \times 1.77 = 1.10 \text{ cm}$$

Deflexión total:

$$Y = 0.81 + 1.10 = 1.91 \text{ cm}$$

Deflexión admisible:

$$Y_{adm} = 400/240 + 0.5 \text{ cm} = 2.16 \text{ cm} > 1.91 \text{ cm}$$



DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO REFORZADO

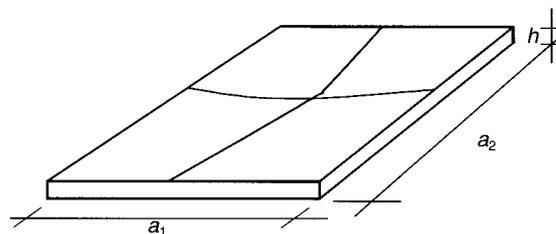
Las *losas de concreto reforzado* se encuentran entre los elementos estructurales más comunes y, a pesar de que se han diseñado y además construido un gran número de losas, los detalles de comportamiento no siempre se comprenden debido a la complejidad de las ecuaciones elásticas de las placas, en especial en las zonas de apoyo. Sin embargo, existen métodos que permiten analizar de manera relativamente sencilla este tipo de elementos.

Las *losas* son elementos estructurales laminares que consisten en segmentos llamados *tableros*, los cuales trabajan en dos direcciones y se les conoce como elementos bidimensionales, ya que dos de sus dimensiones, el largo y el ancho, son mucho mayores que su espesor (figura 5.41).

Por otro lado, a las losas se les divide en dos categorías:

1. Losas formadas por tableros apoyados en su perímetro, ya sea por traveses o muros.
2. Losa planas, es decir, losas formadas por tableros sin apoyo perimetral, esto es, sin vigas ni muros.

El criterio para decidir cuándo usar uno u otro tipo de losa dependerá en gran medida de la magnitud de las cargas y los claros a cubrir. En este texto, sólo se abordarán las losas perimetralmente apoyadas.



a_1 = dimensión corta (ancho) del tablero

a_2 = dimensión larga (largo) del tablero

h = espesor del tablero

Se observa que $a_1, a_2 \gg h$

Los tableros apoyados en su perímetro se conocen como tableros que trabajan en dos direcciones. Sin embargo, se presentan casos de tableros que se consideran que trabajan en una dirección, y además son muy alargados, es decir, en los que la relación del claro corto entre el claro largo es menor a 0.5:

$$\frac{a_1}{a_2} < 0.5$$

> Losas en una dirección

Existe el caso en que un sistema de piso consta de una placa (losa apoyada en un conjunto de traveses paralelos). En este caso, es evidente que los tableros que se conforman trabajan en una sola dirección, que es perpendicular a las traveses de apoyo.

El diseño de este tipo de estructura considera varios aspectos, los cuales se mencionarán en el orden en el que se toman en cuenta en la secuela de cálculo.

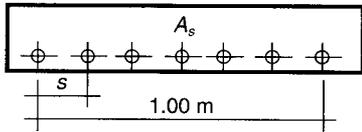
1. En primer lugar se debe considerar la deflexión que sufre el sistema proponiendo un peralte total adecuado. Para ello se recomienda recurrir a la tabla 5.7 que establece peraltes mínimos recomendados por el ACI.
2. La flexión es el segundo factor que se debe considerar en el diseño de losas que actúan en una dirección. Un tablero que trabaja en una sola dirección se comporta como un conjunto de vigas anchas y paralelas que trabajan en sentido corto. Para ello, se calculan los momentos flexionantes mediante el equilibrio cuando la losa consta de un solo tablero o mediante un análisis elástico (Método de Cross, Kani, Rigideces, etc.) si la losa consta de varios tableros apoyados en vigas paralelas. En ambos casos se considera que los tableros trabajan como una serie de vigas paralelas de un metro de ancho y perpendiculares a las vigas (figura 5.42).

FIGURA 5.41 Características geométricas de tablero de losa.

El área de acero por franja unitaria que deberá disponerse en este caso puede calcularse a partir de la expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{F_R f_y j d}$$

En tanto, la separación s de varillas se establece a partir del siguiente razonamiento:



$$A_s = n a_s$$

$$\text{de donde: } n = \frac{A_s}{a_s}$$

$$\text{por otro lado: } n = \frac{100}{S}$$

igualando y despejando S :

$$S = \frac{100 a_s}{A_s}$$

En donde:

n = Cantidad de varilla por franja de un metro de ancho.

Se considerarán los cambios volumétricos disponiendo cuando menos un área de acero por franja unitaria $A_{s \text{ mín}} = 0.002 bd$ en entrepiso y $A_{s \text{ mín}} = 0.003 bd$ en azotea.

Asimismo, se deberá cuidar que la separación obtenida no exceda a las separaciones máximas reglamentarias (la que corresponde al acero por cambios volumétricos, $3.5 h$ y 50 cm).

- El tercer factor que se debe considerar en el diseño de este sistema de piso es el cortante, el cual se considera resistido satisfactoriamente si se cumple la condición:

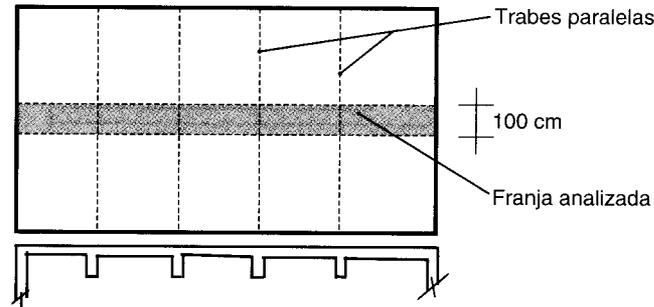


FIGURA 5.42 Sistema de piso con tableros en una dirección.

$$V_R \geq V_u$$

Para el cálculo del cortante último V_u se recurre al correspondiente a la sección situada a un peralte efectivo del paño del apoyo donde se presente el cortante máximo.

Para el cálculo del cortante resistente V_R , se aplica la siguiente expresión:

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c}$$

en la cual, como se dijo anteriormente, b es el ancho de la franja analizada ($b = 100 \text{ cm}$).

Para el diseño de este tipo de tableros de losa es usual tomar en cuenta el claro como la distancia entre ejes de los elementos de soporte, aunque es posible considerarlo como la distancia entre paños de apoyos incrementado en un peralte efectivo.

Doblado de varillas

Para el armado de la losa se deben tomar en cuenta algunos aspectos constructivos, de los cuales el más importante es el de garantizar que el acero se coloque en la zona donde se produzcan esfuerzos de tensión bajo

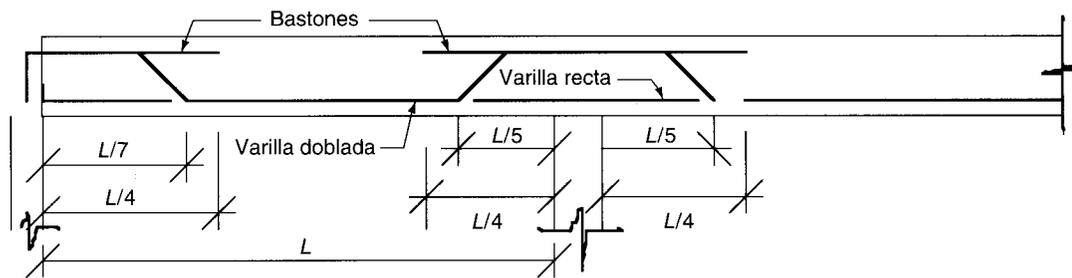


FIGURA 5.43 Disposición de dobleces en lasas.

el efecto de las cargas. Para ello, se disponen dobleces del refuerzo denominados *columpios*, de tal manera que la varilla debe estar colocada en el lecho superior de la losa en zonas sobre apoyo y en el lecho inferior en los centros de los claros.

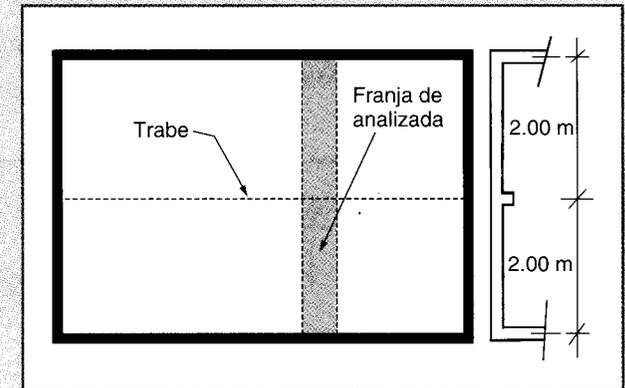
Se acostumbra configurar la parrilla en cada dirección con pares de varillas conformados por una varilla recta por el lecho inferior y la siguiente doblada con los columpios mencionados. De esta manera, se pierde una varilla que debería ir sobre apoyo en zona de momento negativo. Para compensar esta situación, se disponen *bastones* en esas zonas. Así, se logra subsanar la pérdida.

En cuanto al doblado de la varilla se toman en cuenta distancias del paño del apoyo al punto de inflexión de momento flexionante, equivalentes a un séptimo del claro en bordes discontinuos, un quinto del claro en bordes interiores y un cuarto del claro para localizar el extremo de bastones (véase figura 5.43).

Los bastones deben colocarse centrados entre los columpios (por ejemplo, 1 bastón #3 entre columpios) de tal manera que conformen una parrilla uniforme. En algunos casos en que los momentos negativos son muy grandes, hay necesidad de disponer más de un bastón entre los columpios (por ejemplo, 2 bastones #3 entre columpios).

EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA TRABAJANDO EN UNA DIRECCIÓN:

Diseñar la losa de entpiso formada por tableros que actúan en una sola dirección mostrada en la figura:



Planta de sistema de piso

Datos:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga total aplicada} = W = 670 \text{ kg/cm}^2$$

Deflexión:

Peralte total necesario por deflexión, según el ACI (tabla 5.7) para lasas con un extremo continuo:

$$h = L/24 = 200/24 = 8.33 \text{ cm} \Rightarrow 9.0 \text{ cm}$$

Peralte efectivo considerando un recubrimiento de 2 cm:

$$d = h - 2.0 = 7 \text{ cm}$$

Análisis estructural del sistema:

Al hacer un análisis estructural del sistema como una viga continua de un metro de ancho, 4 m de largo, carga uniforme $\omega = 670$ kg/m y apoyada en tres puntos. Los resultados principales fueron los siguientes:

Momentos positivos en ambos claros:

$$M(+)= 167.5 \text{ kg/m}$$

Momentos negativos a ambos lados de apoyo central:

$$M(-)= 335 \text{ kg/m}$$

Cortantes a ambos lados de apoyo central:

$$V = 502.5 \text{ kg}$$

Diseño por flexión

Armado por cambios volumétricos

$$A_{s, \min} = 0.002 \text{ } bd = 0.002 \times 100 \times 7 = 1.4 \text{ cm}^2$$

Separación de varilla considerando varilla #3 ($a_s = 0.71$ cm²):

$$s_1 = \frac{0.71}{1.4} \times 100 \cong 50 \text{ cm}$$

$$s_2 = 3.5 \text{ } h = 31.5 \text{ cm (se redondea } s = 30 \text{ cm)}$$

$$s_3 = 50 \text{ cm}$$

Armado por flexión, momentos negativos;

$$A_s = \frac{33\,500 \times 1.4}{0.9 \times 4\,200 \times 0.89 \times 7} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Separaciones máximas de varilla:

Separación de varilla negativa

$$S = \frac{0.71}{1.99} \times 100 \cong 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm (Rige separación } s_2 = 30 \text{ cm)}$$

Armado por flexión, momentos positivos

$$A_s = \frac{16\,700 \times 1.4}{0.9 \times 4\,200 \times 0.89 \times 7} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Separación de varilla positiva:

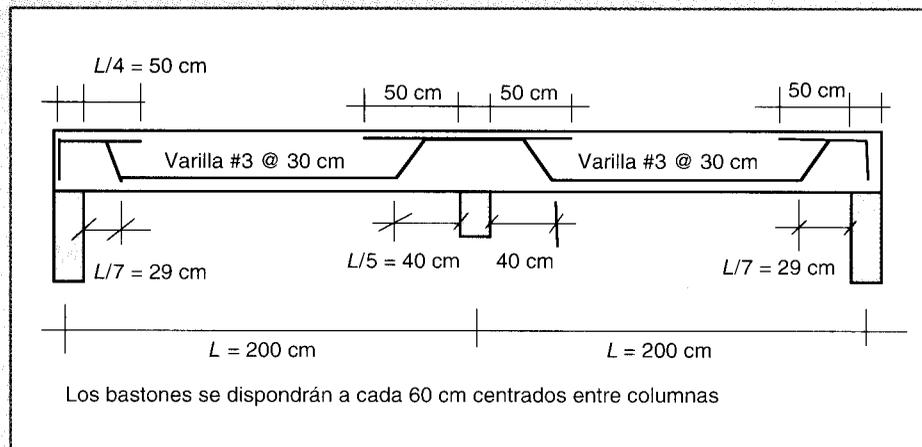
$$s = 71/0.99 = 71 \text{ cm} > 24.5 \text{ (Rige separación } s = 30 \text{ cm)}$$

Revisión por cortante

$$V_u = 502.5 \times 1.4 = 704 \text{ kg}$$

$$V_R = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 7 \times \sqrt{160} = 3\,542 \text{ kg} > 704 \text{ kg}$$

(resiste el cortante)



› Losas macizas perimetralmente apoyadas

Como se vio antes, las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son muy grandes comparadas con su espesor. Una losa no es más que una placa apoyada en un conjunto de trabes, muros o líneas resistentes subdividiéndose en tableros. Los bordes de cada tablero tendrán diversas condiciones de continuidad, dependiendo de si la losa se prolonga hacia el otro lado del apoyo o termina en dicho borde. Cuando la relación geométrica entre el lado corto y el lado largo de cada tablero es mayor que 0.5, entonces el tablero distribuye su carga en dos direcciones, apoyándose en todo el perímetro; de manera contraria al sistema de piso estudiado en el capítulo anterior, ambos armados, el dispuesto en sentido corto y el correspondiente al largo contribuyen a la resistencia por flexión del sistema.

En el borde, un tablero puede continuar del otro lado o bien interrumpirse. En el primer caso se dice que el borde es *interior* o *continuo* y en el otro que el borde es *discontinuo* (figura 5.44). Por otro lado, el borde puede estar colado monóticamente o no con su borde. El primer caso es práctica común en la construcción con elementos de concreto reforzado, pues se acostumbra colar parcialmente los apoyos de una losa mientras que el segundo caso corresponde al colado de losas sobre elementos prefabricados o de acero.

La solución (análisis) de cada tablero de los que conforman la losa es relativamente compleja, puesto que los desplazamientos en cada punto son distintos, lo que conduce a un sistema muy indeterminado. Exis-

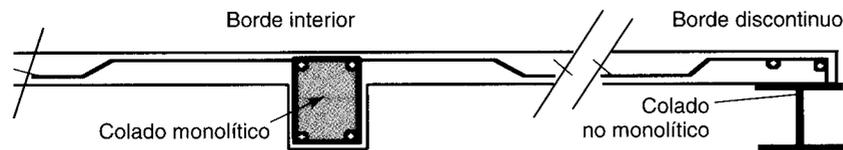


FIGURA 5.44 Tipos de apoyo en losas.

ten, sin embargo, soluciones aproximadas que están basadas en la Teoría de la elasticidad y que consideran a los bordes de cada tablero con una rigidez infinita; de esta manera, los tableros se suponen perimetralmente apoyados. Por lo general, estos métodos plantean el empleo de coeficientes que conducen a la obtención de momentos flexionantes en franjas unitarias (de un metro de ancho) que se cruzan en el centro del tablero. En el Reglamento de Construcciones del D.F. se encuentran ejemplos de estos métodos.

Método del RCD para el cálculo del momento flexionante en tableros de losas de concreto reforzado

La solución de losas se encuentra mediante los coeficientes que proporciona el reglamento.

El método mencionado puede aplicarse si se satisfacen las siguientes limitaciones:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de cargas que actúan sobre la losa es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no difieren entre sí en más de 50% del menor de ellos.
4. La relación de carga viva a carga muerta no es mayor que 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor que 1.5 en otros casos.

Además, para el establecimiento de dichos coeficientes se toman en cuenta:

- a) La relación m de lados del tablero analizado.
- b) La forma de apoyo perimetral del tablero: colado monolítico (caso I) o no monolítico (caso II).
- c) Las condiciones de continuidad de los bordes del tablero.

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}}$$

Dada la naturaleza aproximada del método se sugiere aproximar la relación al décimo o al medio décimo más cercano (ejemplo, 0.63 → 0.65, 0.88 → 0.90, 0.71 → 0.70) para facilitar el proceso de interpolación si es necesaria ésta.

En caso de una relación m menor que 0.5, se tomarán los coeficientes que corresponden a la relación 0 (cero) de la tabla reglamentaria.

En la tabla, el término *borde interior* o *borde continuo* se refiere a que la losa se prolonga más allá del borde y *borde discontinuo* a que no se prolonga.

Para obtener los coeficientes se entra a la tabla con el valor de m , se establecen el caso y el tipo de tablero de acuerdo a las condiciones de apoyo y de continuidad, respectivamente, y si es necesario se realiza una interpolación a modo de obtener los coeficientes.

Para establecer el tipo de tablero y el caso correspondiente se considera la continuidad con los tableros adyacentes, de donde se definen cinco casos que se muestran en la figura 5.46.

Los valores de momento por unidad (un metro) de ancho en las franjas centrales del tablero analizado se obtienen en los dos sentidos (corto y largo):

$$M_{\text{CORTO}} = (\text{Coeficiente}) a_1^2 \times 10^{-4} W$$

$$M_{\text{LARGO}} = (\text{Coeficiente}) a_2^2 \times 10^{-4} W$$

Donde W = Carga total (muerta + viva) en kg/m²

Diseño de losas macizas

Las losas deben diseñarse para cumplir con las condiciones de servicio y de seguridad. Para lo primero, se establece un peralte que les permita funcionar sin excesivas deflexiones y vibraciones; para lo segundo, se revisa que la resistencia de la losa por flexión y cor-

tante sea la adecuada para resistir los efectos últimos correspondientes.

Peralte por deflexión. Al respecto, el reglamento establece un peralte mínimo equivalente al perímetro del tablero más desfavorable dividido entre 250. En la obtención de dicho perímetro se incrementará 25% la longitud de lados discontinuos. Lo anterior es aplicable a tableros en los que $f_y \geq 300$ kg/cm² y $W \geq 380$ kg/m². Para otras combinaciones de f_y y de W se multiplicará el peralte obtenido por

$$0.032 \sqrt[4]{0.6 f_y W} \quad (6.7) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

En tableros alargados no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

Revisión del peralte por fuerza cortante. La fuerza cortante en un ancho unitario se calcula con la siguiente expresión:

$$V_u = 1.4 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \quad (6.8) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

Con esta expresión se evalúa la fuerza cortante última en la sección crítica de la franja corta (la más rígida y, en consecuencia, la franja que toma mayor cantidad de efectos), sección situada a un peralte del paño del apoyo. El cortante último debe incrementarse 15% cuando haya bordes continuos y discontinuos en el claro corto del tablero.

Para realizar la revisión de la resistencia por cortante se considera el cortante resistente, calculado con la siguiente expresión:

$$\dot{V}_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

donde $b = 100$ cm.

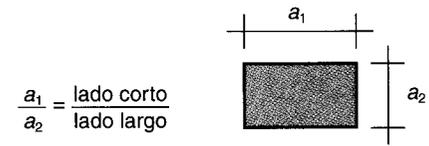


FIGURA 5.45 Relación de lados de un tablero de losa.

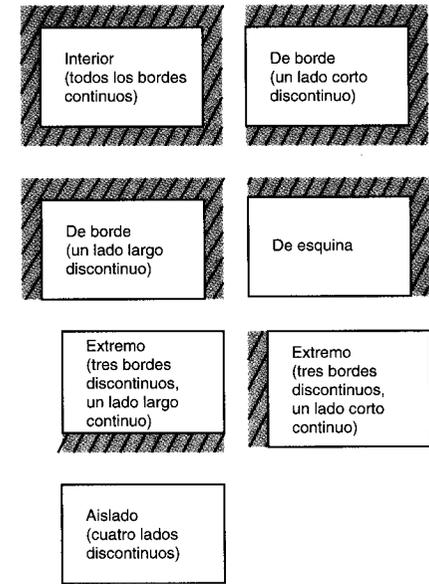


FIGURA 5.46 Representación de los casos contenidos en el método reglamentario de análisis de losas.

Diseño por flexión. Consiste en calcular la separación necesaria del refuerzo considerando, además de la flexión, los cambios volumétricos y aspectos prácticos del armado.

El área de acero necesaria puede calcularse empleando la expresión simplificada:

$$A_s = \frac{M_u}{F_R f_y j_d}$$

En donde M_u = Momento último = $1.4 M$ y j es una constante que es posible suponer cercana a 0.9.

La separación en cm correspondiente a esta área de acero puede calcularse con:

$$s = \frac{100a_s}{A_s}$$

Se considerarán los cambios volumétricos disponiendo un área de acero mínima por franja unitaria $A_{s \text{ min}} = 0.002 bd$ en entrepiso y $A_{s \text{ min}} = 0.003 bd$ en azotea; en ambos casos, $b = 100$ cm. La separación del refuerzo no debe exceder 3.5 h ni 50 cm.

Dimensionamiento y refuerzo de losas macizas

Un criterio de diseño aceptable implica los siguientes pasos:

1. Obtener los momentos flexionantes en los diversos tableros aplicando el método de coeficientes mencionado anteriormente. Se sugiere multiplicar todos los valores por el factor de carga ($FC = 1.4$) para obtener así momentos últimos.
2. Proporcionar el peralte necesario para evitar deflexiones excesivas (peralte por deflexión). En esta etapa, si el peralte resulta excesivo, es indicativo de que el tablero es demasiado grande y convendría

disponer una trabe intermedia o cambiar a otro sistema estructural (losa aligerada, por ejemplo).

3. Verificar que el peralte resiste el esfuerzo cortante.
4. Calcular la separación de varilla necesaria para resistir cada momento último de análisis. Para ello, es posible aplicar las expresiones:

$$A_s = \frac{M_u}{F_R f_y j_d}$$

y

$$s = \frac{a_s}{A_s} \times 100$$

Se deberá cuidar que la separación obtenida no exceda a las separaciones máximas reglamentarias (la que corresponde al acero por cambios volumétricos, 3.5 h y 50 cm).

El diseñador puede aplicar otros criterios que simplifiquen tanto el aspecto constructivo como el cálculo (por ejemplo, proponer una parrilla ortogonal uniforme en planta y verificar que su momento resistente sea mayor que los momentos últimos del análisis).

Reducción del armado

Si el armado resulta demasiado denso es importante recordar que los momentos de análisis corresponden a la zona central en cada dirección, por lo que es posible reducirlo 60% en las franjas extremas, definidas geométricamente como se muestra en la figura 5.47.

Las franjas se definen dividiendo cada una de los dos lados en cuatro partes. Así, las franjas centrales ocupan los dos cuartos centrales en cada dirección y las franjas extremas los dos cuartos laterales en cada dirección. Para relaciones m menores a 0.5, la franja central corta tendrá un ancho igual a $(a_2 - a_1)$.

Doblado de varilla

Para el armado de la losa se deben tomar en cuenta algunos aspectos constructivos, de los cuales el más importante es el de garantizar que el acero se coloque en la zona donde se produzcan esfuerzos de tensión bajo el efecto de las cargas. Para ello se disponen dobleces del refuerzo denominados *columpios*, de tal manera que la varilla debe estar colocada en el lecho superior de la losa en zonas sobre apoyo y en el lecho inferior en los centros de los claros.

Se acostumbra configurar la parrilla en cada dirección con pares de varillas conformados por una varilla recta por el lecho inferior y la siguiente doblada con los columpios mencionados. De esta manera se pierde una varilla que debía ir sobre apoyo en zona de momento negativo. Para compensar esta situación se disponen *bastones* en esas zonas. Así, es posible subsanar lo perdido.

En cuanto al doblado de la varilla se toman en cuenta distancias del paño del apoyo al punto de inflexión equivalentes a un séptimo del claro en bordes discontinuos, un quinto del claro en bordes interiores y un cuarto del claro para localizar el extremo de bastones (véase figura 5.48).

Los bastones deben colocarse centrados entre los columpios (por ejemplo, 1 bastón #3 entre columpios) a manera de conformar una parrilla uniforme. En algunos casos, en que los momentos negativos son muy grandes, hay necesidad de disponer más de un bastón entre los columpios (ejemplo, 2 bastones #3 entre columpios).

Losas perimetralmente apoyadas trabajando en una dirección

Existen casos en que las losas tienen algunos tableros que presentan una configuración alargada en planta. En estos casos, el sentido corto del tablero es mucho más rígido que el largo y soporta la mayoría de la carga. Se

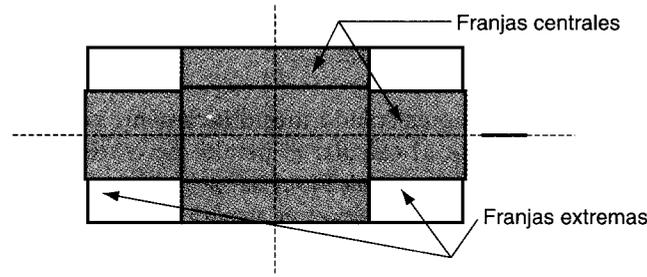


FIGURA 5.47 Definición de las franjas en un tablero.

dice entonces que este tipo de tablero trabaja en una sola dirección, aun estando perimetralmente apoyado. La relación geométrica de lados $m = a_1/a_2$, necesaria para que se considere trabajando en una sola dirección es $m = 0.5$. Para el cálculo de los momentos flexionantes en este tipo de tableros puede emplearse la tabla 5.7 que proporciona los valores del momento flexionante para tableros muy alargados en planta que actúan en una dirección estableciendo una relación m de lados 0 (cero) que corresponde al caso en que m tiene un valor menor que 0.5. El criterio de diseño de este tipo de elementos es el correspondiente a losas actuando en una sola dirección mencionado en el capítulo anterior.

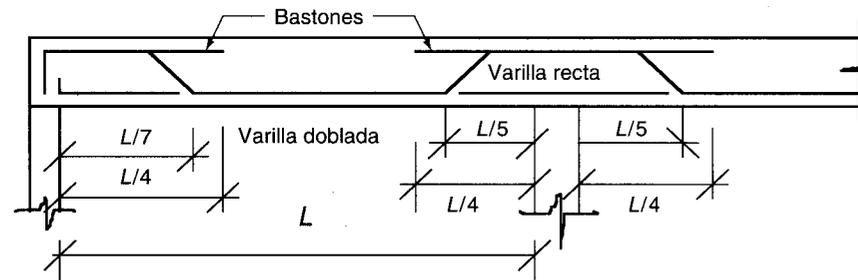


FIGURA 5.48 Disposición de dobleces en lasos.

EJEMPLO DE CÁLCULO DE PERALTE Y REVISIÓN POR CORTANTE:

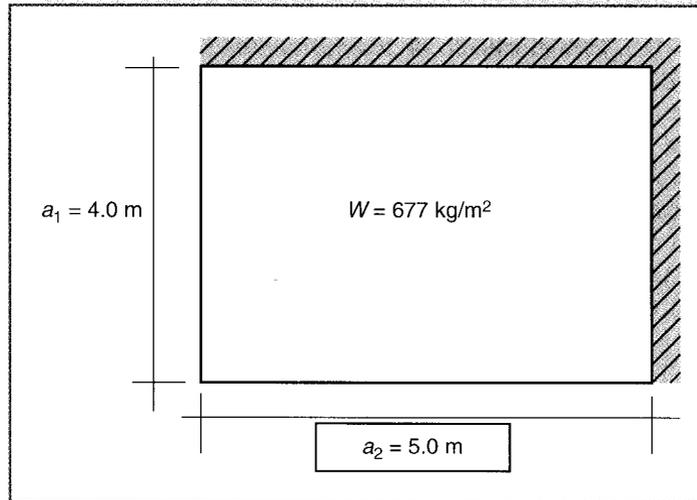
Del tablero de azotea colado monolíticamente con sus apoyos mostrado: a) calcular el peralte necesario para evitar deflexiones excesivas; b) revisar por cortante el peralte obtenido, y c) establecer el armado por flexión.

Datos:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2.$$

Carga total por metro cuadrado $W = 677 \text{ kg/m}^2$

**Solución:**

a) Cálculo del peralte mínimo:

$$\text{(se aplicará } d_{\min} = \frac{\text{Perímetro del tablero}}{250} k)$$

donde

$$k = 0.032 \sqrt[4]{0.5 f_y W}$$

$$= 0.032 \sqrt[4]{0.6 \times 4\,200 \times 677} = 1.156$$

$$d_{\min} = \frac{4.00 + 5.00 + 1.25(4.00 + 5.00)}{250} \times 1.156$$

$$= 0.093 \text{ m}$$

$$d_{\min} = 0.093 \text{ m} \rightarrow 0.09 \text{ m}$$

$$d_{\min} = 9 \text{ cm}$$

b) Revisión por cortante del peralte obtenido.

Cálculo del cortante último

Debido a que hay bordes continuos y discontinuos se incrementará 15% el cortante:

$$V_u = 1.4 \left(\frac{4.0}{2} - 0.09 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{4.0}{5.0} \right) \times 677 \times 1.15$$

$$= 1\,145 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante resistente

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 9 \sqrt{200} = 5\,091 \text{ kg}$$

como $5\,091 \text{ kg} > 1\,145 \text{ kg}$

($V_R > V_u$ ∴ el tablero resiste la fuerza cortante).

c) Determinación de armado por flexión:

Tipo de tablero:

De esquina, dos lados adyacentes discontinuos

$$\text{Relación } m = \frac{a_1}{a_2} = 0.8$$

Coefficientes para el cálculo de momentos últimos:

Momento	Sentido	Coefficiente (de tabla ntc)	Momento último (kg-m)	Área de acero (cm ²)	Separación s por cálculo (cm)	Separación definitiva (cm)
Negativo en bordes interiores	Corto	419	635	2.07	34 > 26	26
	Largo	394	597	1.95	36 > 26	26
Negativo en bordes discontinuos	Corto	250	379	1.24	57 > 26	26
	Largo	222	337	1.10	65 > 26	26
Positivo	Corto	216	327	1.07	66 > 26	26
	Largo	140	212	0.69	103 > 26	26

Cálculo de momentos últimos:

$$M_u = 1.4 \frac{677 \times 4.0^2}{10\,000} \times \text{coeficiente}$$

$$= 1.516 \times \text{coeficiente}$$

Cálculo de área de acero:

$$A_s = \frac{M_u \times 100}{F_R f_y j d} = \frac{M_u \times 100}{0.9 \times 4\,200 \times 0.9 \times 9} = 0.00326 M_u$$

Cálculo de separación s de varilla:

$$s = \frac{a_s}{A_s} \times 100$$

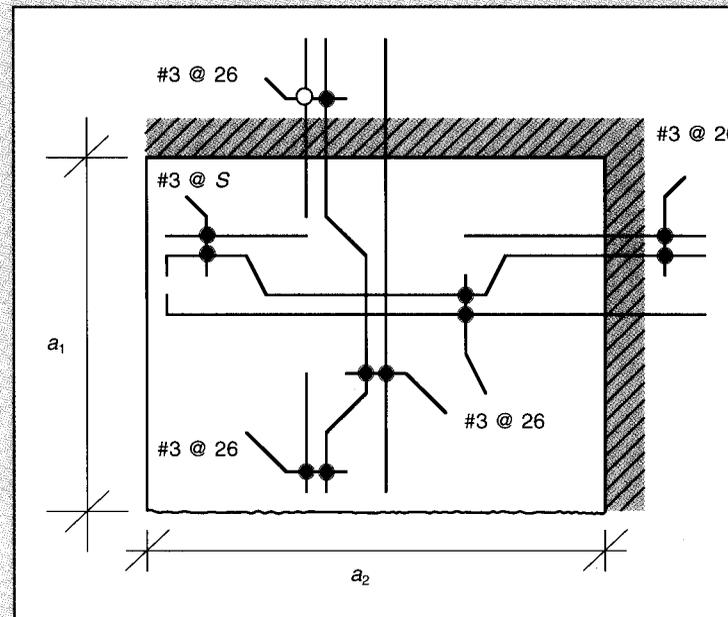
Área de acero por cambios volumétricos:

$$A_{Sv} = 0.003 \times 100 \times 9 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Separación por cambios volumétricos:

$$S_v = \frac{a_s}{A_s} \times 100 = \frac{0.71}{2.7} \times 100 = 26 \text{ cm}$$

A continuación se muestra la distribución de momentos últimos armados correspondientes a este problema:



Procedimiento alternativo de armado del tablero:**Propuesta de parrilla uniforme:**

(Se sugiere realizar esta propuesta considerando separaciones de múltiplos de 5 cm. Además, la separación de varilla de la parrilla no debe exceder a la separación S_t por cambios volumétricos $S_t = 26$ cm, para este problema.)

Se propone la parrilla de 25×25 cm

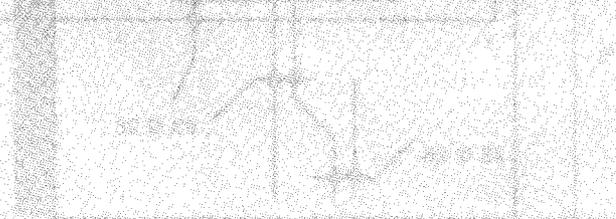
Área de acero por franja unitaria (1.0 m) correspondiente a esta parrilla:

$$A_s = \frac{a_s}{S} \times 100 = \frac{0.71}{25} \times 100 = 2.84 \text{ cm}^2$$

Momento resistente por franja unitaria de parrilla:

$$M_R = F_R f_y A_s j_d = 0.9 \times 4\,200 \times 2.84 \times 0.9 \times 9 = 86\,955 \text{ kg-cm} = 870 \text{ kg-m}$$

(Al observar los momentos últimos calculados en el tablero, se aprecia que ninguno rebasa al momento resistente de la parrilla propuesta, por lo que una parrilla de 25×25 cm será suficiente para resolver el problema.)

**› Losas aligeradas perimetralmente apoyadas**

Este tipo de sistema constructivo es empleado usualmente cuando los claros de los tableros que conforman la losa tienen dimensiones tales que el peralte necesario para evitar deflexiones excesivas es exagerado. Al ser este sistema más rígido que el de losa maciza, es preferible emplearlo en el caso mencionado, aunque en algunas ocasiones también se utiliza por razones arquitectónicas y constructivas.

El sistema consta de un conjunto reticular (razón por lo que a este sistema se le denomina *losa reticular*) de nervaduras que actúan en forma similar a las franjas unitarias de una losa perimetralmente apoyada. El aligeramiento se logra de diversas maneras; una de ellas es emplear casetones de concreto ligero. Por lo general, se dispone una capa de concreto sobre el sistema de casetones y nervaduras. Esta capa puede ser considerada como patín de compresión en el cálculo (figura 5.49).

En este apartado se describirá el procedimiento para diseñar las nervaduras, que son los elementos resistentes de este sistema estructural. Cabe mencionar que existe poca diferencia entre este cálculo y el de vigas de concreto reforzado, salvo la comprobación de que la nervadura actúa como una viga sencilla o una viga tipo T.

Análisis estructural. El análisis estructural se puede llevar a cabo mediante los coeficientes de las Normas Técnicas Complementarias del RCDF para losas perimetralmente apoyadas. Los momentos flexionantes obtenidos corresponden a franjas unitarias. Se debe multiplicar el valor obtenido de momento por la distancia entre nervaduras para establecer el momento flexionante que debe resistir cada nervadura.

Diseño. Una vez conocido el momento que debe resistir la nervadura, se realiza el diseño de la misma según el mismo procedimiento que se aplicó en vigas de concreto

reforzado. Una modificación a tal procedimiento implica verificar que la viga trabaja o no como viga *T*. Sin embargo, para las cargas que se aplican en casa-habitación, usualmente basta considerar a las nervaduras trabajando como vigas rectangulares.

Revisión por cortante. Para esta revisión, V_R se calcula considerando la cuantía a tensión de la nervadura. La fuerza cortante última puede calcularse con la expresión:

$$V_u = 1.4 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \times \text{Distancia entre nervaduras}$$

EJEMPLO: Diseñar el tablero aislado y monolítico con el borde mostrado en la figura, empleando casetones de $60 \times 60 \times 30$ cm, una capa de compresión de 5 cm, y nervaduras de 10 cm de ancho b' .

Datos:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.85 f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

(armado longitud)

$$f_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (estribos)}$$

$$\text{Carga muerta} + \text{Carga viva} = W = 770 \text{ kg/m}^2$$

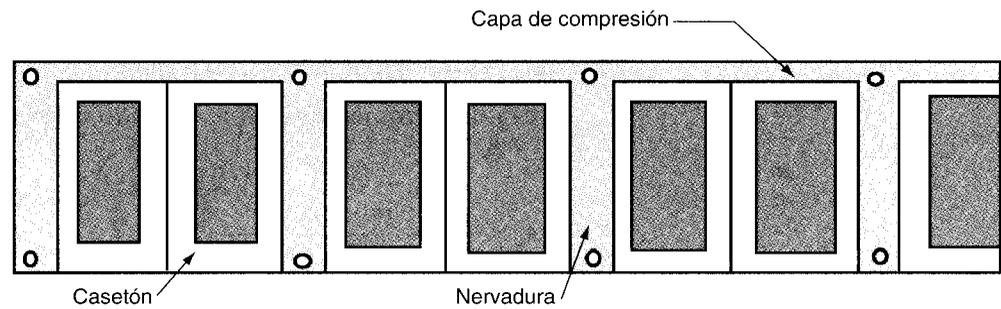
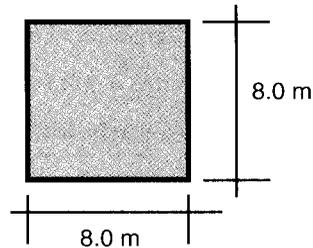


FIGURA 5.49 Losa aligerada.

Solución:

Análisis estructural:

El cálculo de momentos se realiza a partir de los coeficientes reglamentarios (losa aislada, caso I, relación $m = 1.0$).

Coefficiente para momentos negativos bordes discontinuos: 330

Coefficiente para momentos positivos: 500

Diseño por flexión:

Momentos negativos últimos en bordes discontinuos:

$$M_u(-) = 770 \times 8^2 \times 10^{-4} \times 330 \times 1.4 = 2\,277 \text{ kg-m}$$

Momentos positivos al centro del claro:

$$M_u(+) = 770 \times 8^2 \times 10^{-4} \times 500 \times 1.4 = 3\,450 \text{ kg-m}$$

Momentos negativos por nervadura (distancia entre ejes de nervadura = 70 cm):

$$M_u(-) = 2\,277 \times 0.70 = 1\,594 \text{ kg-m}$$

Momentos positivos por nervadura:

$$M_u (+) = 3\,450 \times 0.70 = 2\,415 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Área de acero negativa (Considerando un peralte $d = 33 \text{ cm}$):

$$A_s = \frac{159\,400}{0.9 \times 4\,200 \times 0.9 \times 33} \\ = 1.43 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1.42 \text{ cm}^2 \text{ (2 var. \# 3)}$$

Cuantía de acero negativa:

$$\rho = \frac{1.42}{10 \times 33} = 0.0043 \frac{0.0182}{0.0026}$$

Área de acero positiva:

$$A_s(-) = \frac{241\,500}{0.9 \times 4\,200 \times 0.9 \times 33} \\ = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2.54 \text{ cm}^2 \text{ (2 var. \# 4)}$$

Cuantía de acero positiva:

$$\rho = \frac{2.54}{10 \times 33} = 0.0077 \frac{0.0182}{0.0026}$$

Diseño por cortante de nervaduras:

Cálculo de cortante último:

$$V_u = 1.4 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \times \text{Distancia}$$

$$V_u = 1.4 \times \left(\frac{8.0}{2} - 0.33 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{8.0}{8.0} \right) \times 770 \times 0.70$$

$$V_u = 1\,246 \text{ kg}$$

Verificación de que $V_u < 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$:

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 2.5 \times 0.8 \times 10 \times 33 \times \sqrt{200} \\ = 9\,333 \text{ kg} > 1\,246 \text{ kg}$$

Cuantía de acero a tensión en zona de cortante (extremos de nervaduras)

$$\rho = 0.0043 < 0.015$$

Para calcular V_{CR} se considera la ecuación:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho) \sqrt{f_c^*} \\ V_{CR} = 0.8 \times 10 \times 33 (0.2 + 20 \times 0.0043) \sqrt{200} \\ = 1\,068 \text{ kg}$$

$$V_U - V_{CR} = 1\,246 - 1\,068 = 178 \text{ kg}$$

Cálculo de separación de estribos (estribos de una rama de alambroñ $\varnothing 1/4$):

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 0.32 \times 2\,530 \times 33}{178} = 120 \text{ cm}$$

La separación máxima reglamentaria es:

$$s_{\text{máx}} = d/2 = 16.5 \text{ cm}$$

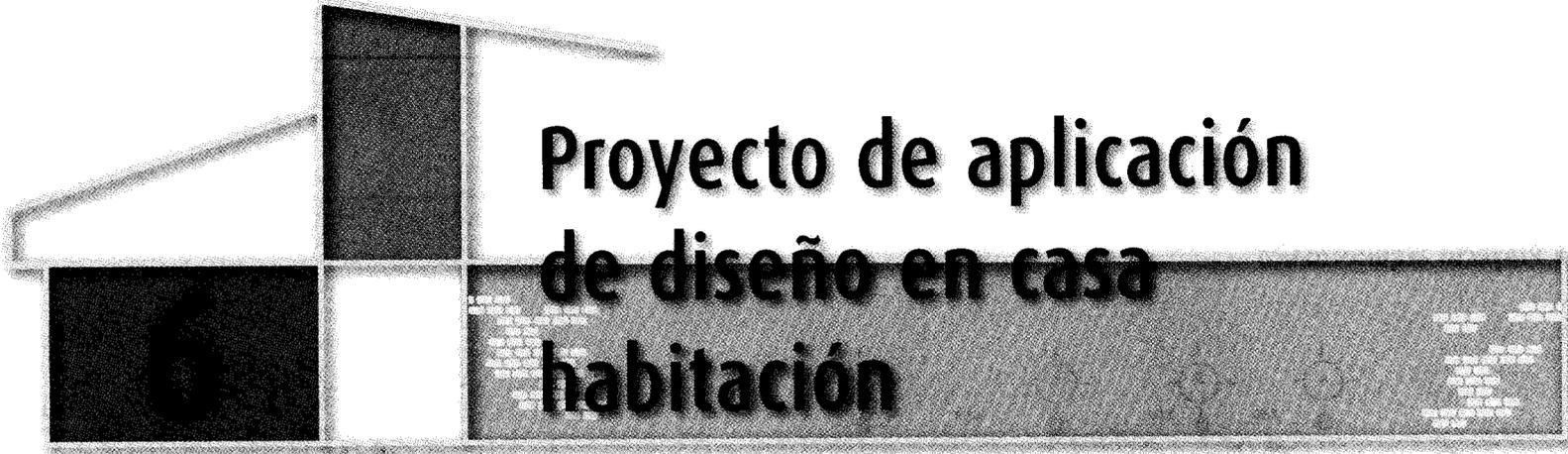
(Se colocarán los estribos @15 cm).

Armado final de nervaduras:

El reglamento establece una reducción de 60% en los momentos, y en consecuencia en los armados en las franjas extremas, por lo que es posible disponer las siguientes reducciones, válidas para las franjas extremas:

$$\text{Armados negativos: } A_s(-) = 0.60 \times 1.43 = 0.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1.27 \text{ (1\#4)}$$

$$\text{Armados positivos: } A_s(+) = 0.60 \times 2.17 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1.27 \text{ (1\#4)}$$



Proyecto de aplicación de diseño en casa habitación

DESCRIPCIÓN

› Arquitectónico

El proyecto arquitectónico consta de lo siguiente:

En planta baja, el proyecto tiene los siguientes locales arquitectónicos: sala, cocina, comedor y medio baño. En planta alta se cuenta con cuatro recámaras y dos baños.

› Estructural

Existe un desnivel en el terreno que parte del fondo del mismo y desciende hacia el frente para tener, en la parte más baja, una diferencia de 2 m.

En la planta de azotea hay dos pendientes diferentes: una de ellas de más del 5% y otra de menos del 5%. La azotea se estructuró a base de losas macizas, las cuales están soportadas por traveses de concreto armado y muros de carga de tabique de barro recocido.

La planta de entrepiso está solucionada a base del sistema denominado de vigueta y bovedilla, el cual

trabaja en una zona en una dirección y en otra zona en dirección perpendicular.

La estructuración en muros se dispuso a base de tabique de barro recocido, esto tanto para muros de carga como para muros divisorios.

La escalera se proyectó a base de rampas inclinadas de concreto reforzado y escalones forjados de tabique de barro recocido.

Se consideró mosaico de terrazo como material de recubrimiento en los pisos de toda la casa excepto en recámaras, donde se consideró alfombra y en baños, en los que se colocó cerámica antiderrapante.

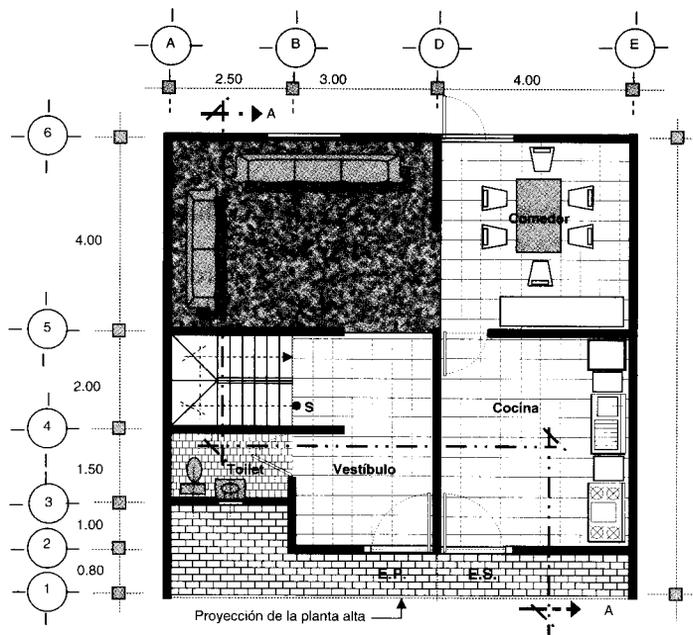
Los cimientos y el muro de contención se construirán de mampostería de piedra braza.

Asimismo, se supusieron castillos en los muros de barro recocido y se localizaron en los extremos de todos ellos al igual que en las intersecciones y en los lugares que determina el RCDF.

Se colocaron dadas de repartición en la base de todos los muros de la planta baja. Los armados de dadas y castillos son de cuatro varillas del #3 corridas en los lechos inferiores y superiores, con estribos del #2 a cada 25 cm en toda su longitud.

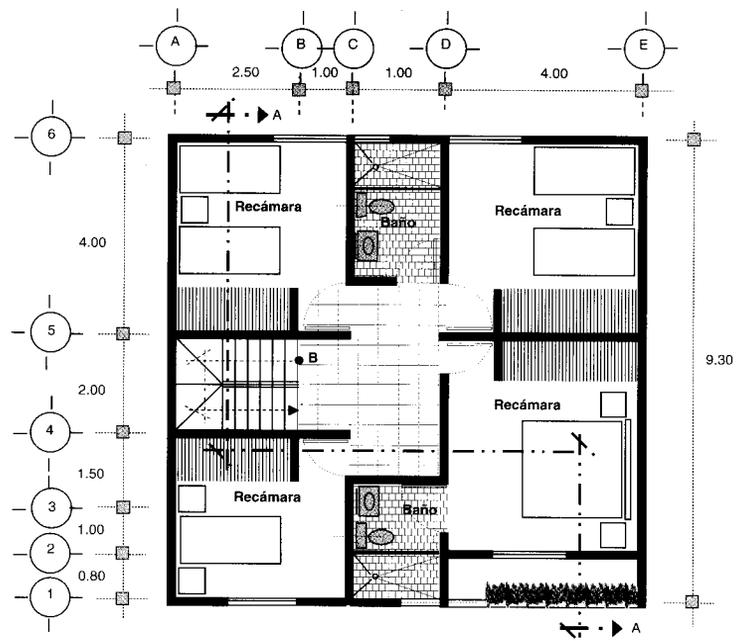
DESARROLLO DEL PROYECTO

➤ Proyecto arquitectónico



PLANTA BAJA

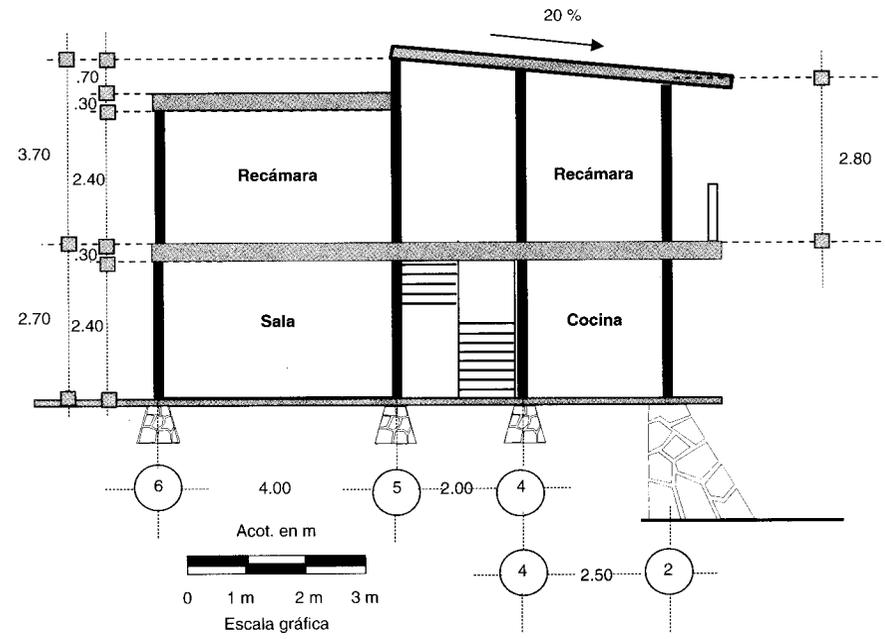
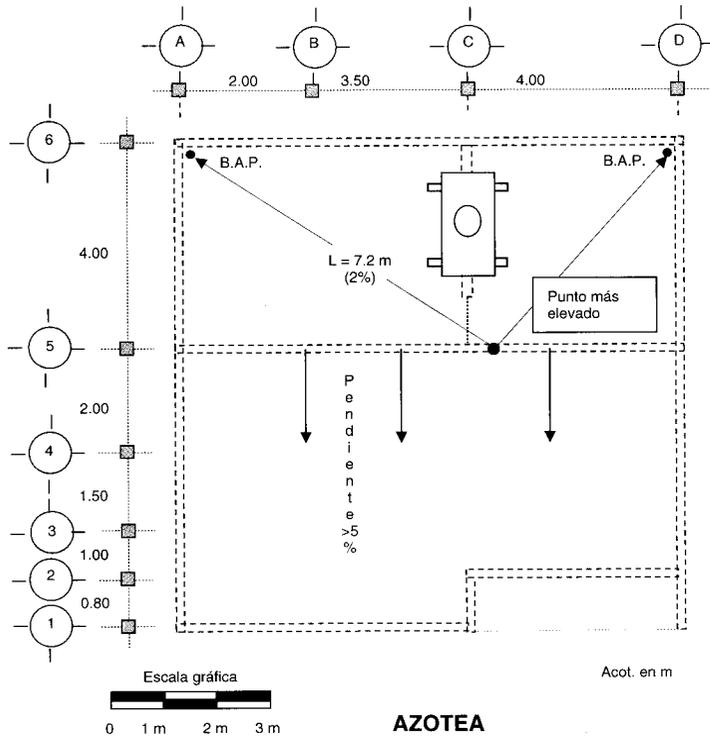
Acot. en m



PLANTA ALTA

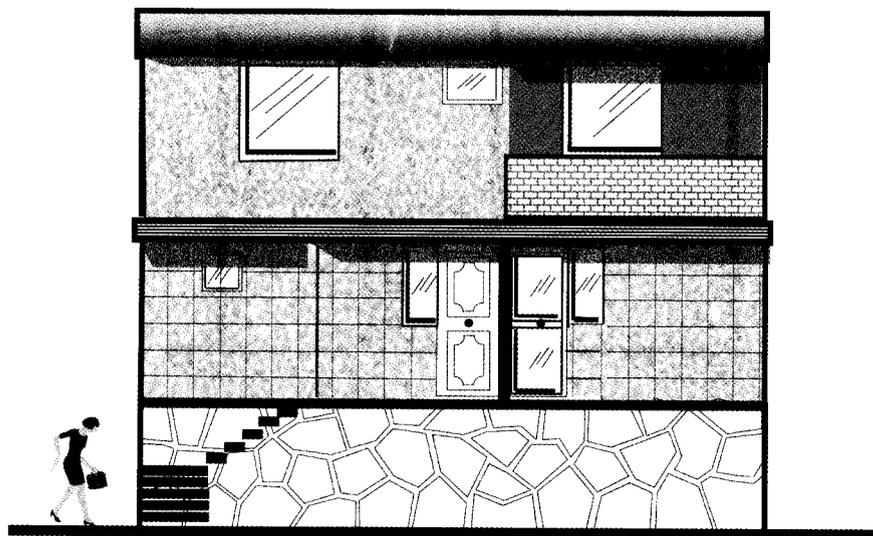
Acot. en m

> Proyecto arquitectónico



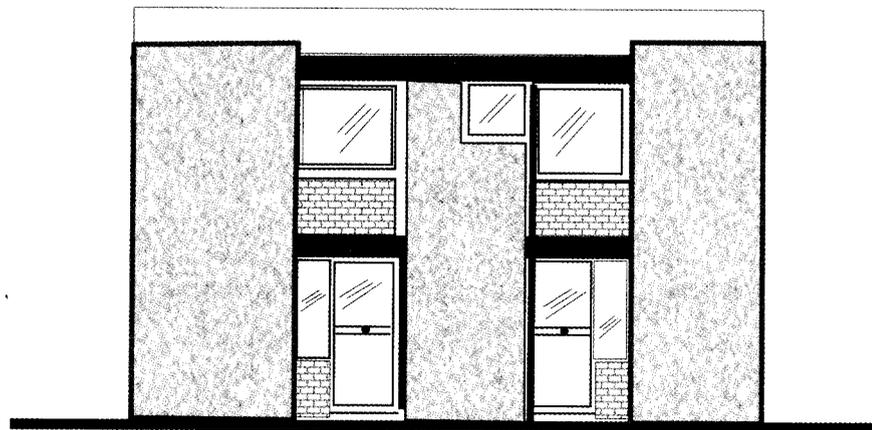
➤ Proyecto arquitectónico

FACHADA PRINCIPAL



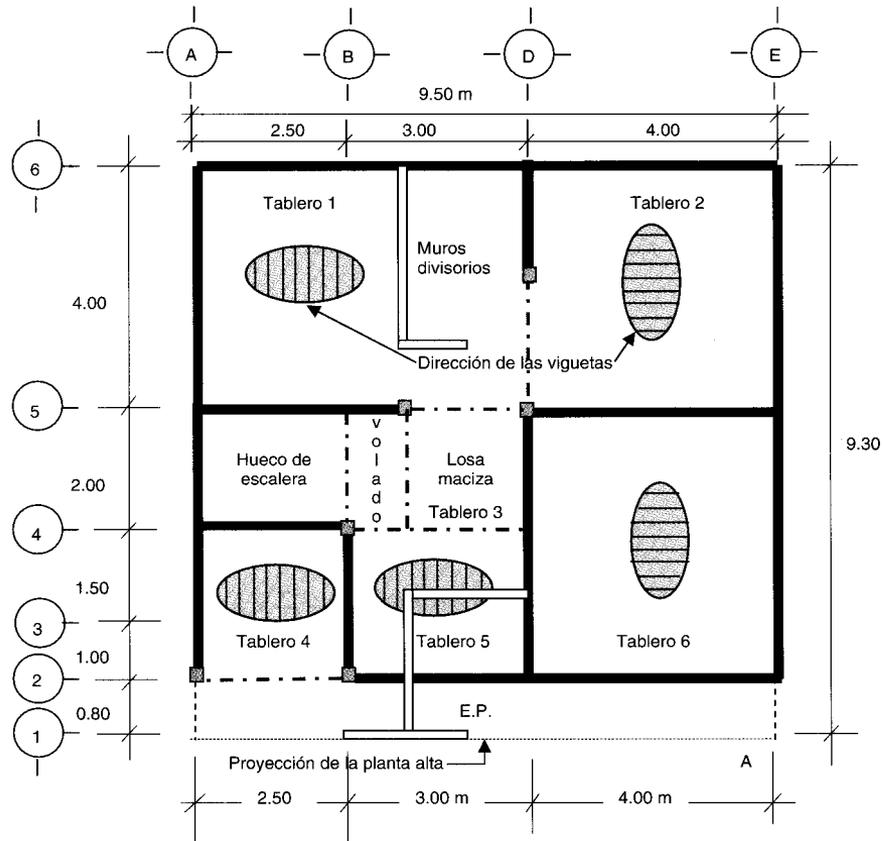
Escala gráfica
0 1 m 2 m 3 m

FACHADA POSTERIOR

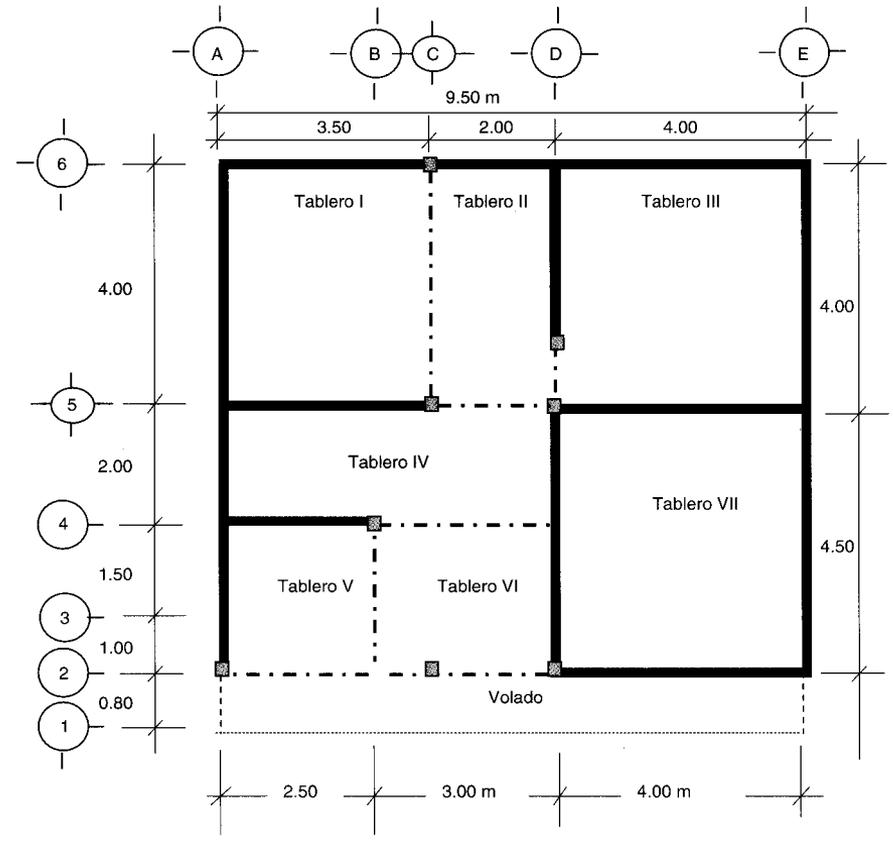
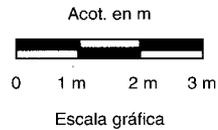


Escala gráfica
0 1 m 2 m 3 m

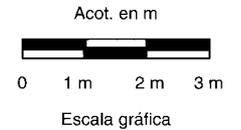
► Proyecto estructural



ENTREPISO



AZOTEA



➤ **Análisis de cargas unitarias**

1) CARGAS UNITARIAS

Sistema: Losa de concreto armado, colada en el lugar con diferentes recubrimientos.

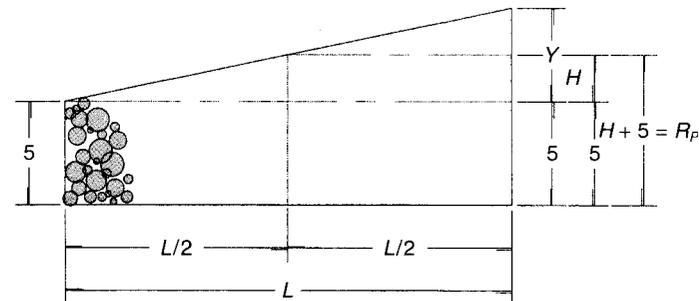
2) LOSAS DE AZOTEA

Se pueden construir horizontales o inclinadas. Cuando la losa es horizontal, se coloca un relleno que permita dar una pendiente para el recubrimiento de las aguas pluviales.

3) ALTURA PROMEDIO DEL RELLENO

Se mide, en la planta de azotea, la distancia de la B.A.P. al punto más alejado del escurrimiento, considerando una pendiente de 2% (art. 157 del RCDI). Se calcula el espesor medio tomando en cuenta que el espesor mínimo es de 5 cm.

4)



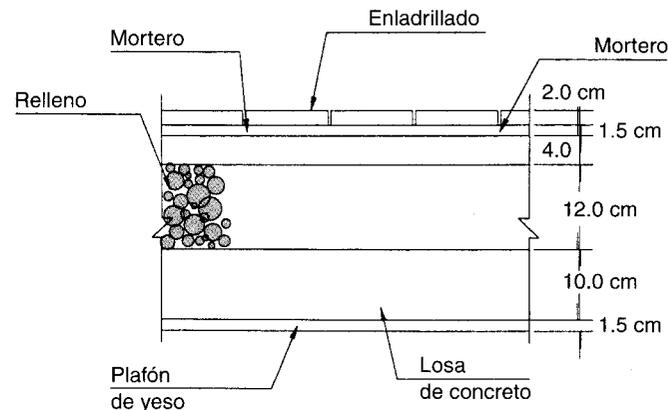
$$Y = L \left(\frac{2}{100} \right) = 7.2 \times 0.02 = 14.4 \text{ cm}$$

y

$$H = \frac{Y}{2} = \frac{14.4}{2} = 7.2 \text{ cm}$$

$$R_p = \text{Relleno promedio} = 7.2 + 5 = 12.2 \text{ cm}$$

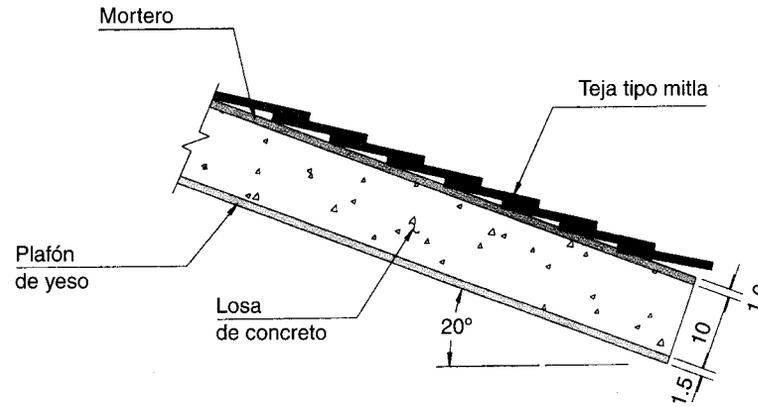
5)



6)

AZOTEA			
LOSA HORIZONTAL			
MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL (kg/m ³)	W (kg/m ²)
Enladrillado	0.02	1 500	30
Mortero	0.015	2 100	32
Impermeabilizante			5
Mortero	0.03	2 100	63
Relleno	0.12	1 200	144
Losa de concreto	0.10	2 400	240
Yeso	0.015	1 500	23
Carga muerta adicional*	Por concreto		20
	Por mortero		20
Carga muerta		$W_M =$	571

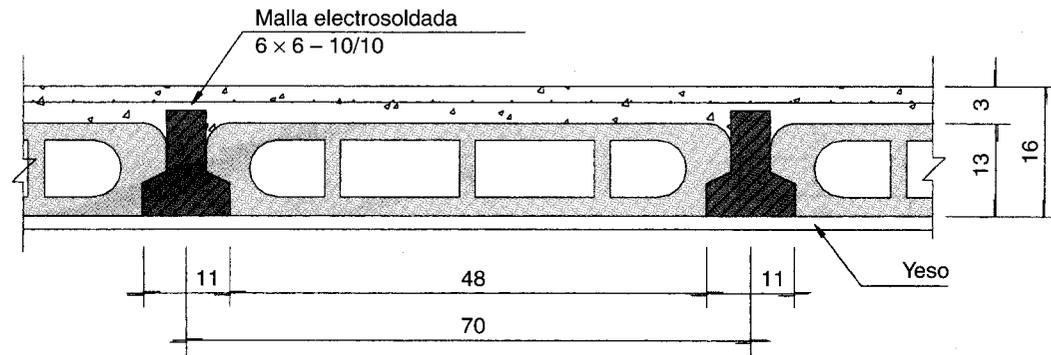
7)



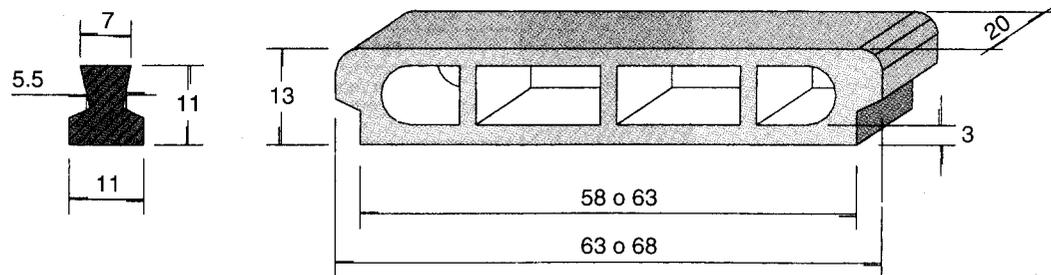
8) CARGAS UNITARIAS EN AZOTEA

AZOTEA			
LOSA CON PENDIENTE MAYOR DE 2% (20%)			
MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL (kg/m ³)	W (kg/m ²)
Teja	0.03	1 500	42
Mortero	0.01	2 100	21
Losa de concreto promedio	0.10	2 400	240
Plafón de yeso	0.015	1 500	23
Carga muerta adicional*	Por concreto		20
	Por mortero		20
Carga muerta		$W_M =$	366

Sistema de vigueta y bovedilla*



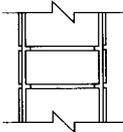
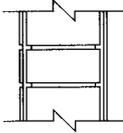
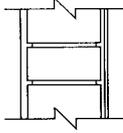
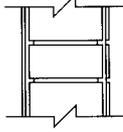
- Peso del sistema: 200 kg/m² (a)
- Peso del piso (loseta): 16 kg/m²
- Peso del yeso: 30 kg/m²
- 246 Carga muerta
- 170 Carga viva en entrepiso
- 20 Carga adicional por mortero (b)
- 436 kg/m²



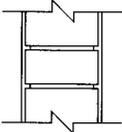
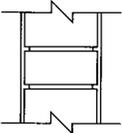
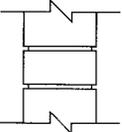
ACOT. m

* Vea el plano estructural CASA HABITACIÓN anexo al final del capítulo.

Sistema: Muros de tabique macizo hecho a mano con diversos recubrimientos

CROQUIS	RECUBRIMIENTO						CARGA W kg/m ²	CARGA ω kg/m			
								ALTURA EN MUROS			
								2.70	2.60	2.50	2.40
	AZULEJO-LAMBRÍN DE MADERA						300	810	780	750	720
	MATERIAL	AZULEJO	MORTERO	TABIQUE	MORTERO	L. CAOBA					
	ESPEJOR	0.008	0.02	0.12	0.02	0.03					
	P. VOL.	1 800	2 100	1 500	2 100	650					
	W kg/m ²	14	42	180	42	20					
	AZULEJO-PASTA TEXTURIZADA						290	783	754	725	696
	MATERIAL	AZULEJO	MORTERO	TABIQUE	MORTERO	L. CAOBA					
	ESPEJOR	0.008	0.02	0.12	0.02	0.006					
	P. VOL.	1 800	2 100	0.008	2 100	1 700					
	W kg/m ²	14	42	180	42	10					
	MORTERO CEMENTO CAL-VITROSETA						284	767	738	710	681
	MATERIAL	AZULEJO	MORTERO	TABIQUE	MORTERO						
	ESPEJOR	0.02	0.12	0.02	0.01						
	P. VOL.	2 100	1 500	2 100	2 000						
	W kg/m ²	42	180	42	20						
	PASTA TEXTURIZADA-CANTERA						346	1 280	900	865	830
	MATERIAL	AZULEJO	MORTERO	TABIQUE	MORTERO	L. CAOBA					
	ESPEJOR	0.006	0.02	0.12	0.02	Cantera					
	P. VOL.	1 700	2 100	1 500	2 100	1 800					
	W kg/m ²	10	42	180	42	72					

Sistema: Muros de tabique "La Huerta" extruidos en planta

CROQUIS	RECUBRIMIENTO					CARGA W kg/m ²	CARGA ϕ kg/m			
							ALTURA EN MUROS			
							2.70	2.60	2.50	2.40
	AZULEJO-LAMBRÍN DE MADERA					116	313	302	290	278
	MATERIAL	PASTA	TABIQUE	PASTA						
	ESPESOR	0.006	0.12	0.006						
	P. VOL.	1 700	-	1 700						
	W kg/m ²	10	96	10						
	AZULEJO-PASTA TEXTURIZADA					106	286	276	265	254
	MATERIAL	PASTA	BLOCK							
	ESPESOR	0.006	0.12							
	P. VOL.	1 700	-							
	W kg/m ²	10	96							
	MORTERO CEMENTO CAL-VITROSETA					82	221	213	205	197
	MATERIAL	TABIQUE								
	ESPESOR	0.10								
	P. VOL.	-								
	W kg/m ²	82								

Peso de la escalera

Cálculo del peso de la escalera por m² de su proyección horizontal

Estimación del peralte:

Se tiene que subir a 2.70 m

Se escoge un peralte de 18 cm.

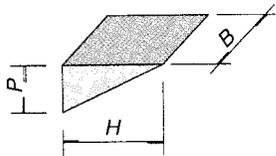
$$\text{Núm. de escalones} = \frac{270 \text{ cm}}{18 \text{ cm}} = 15 \text{ escalones}$$

Cálculo de la huella:

$$2P + H = 64$$

$$H = 64 - 2P$$

64 - 2(18) = 28 entonces, la huella es de 28 cm



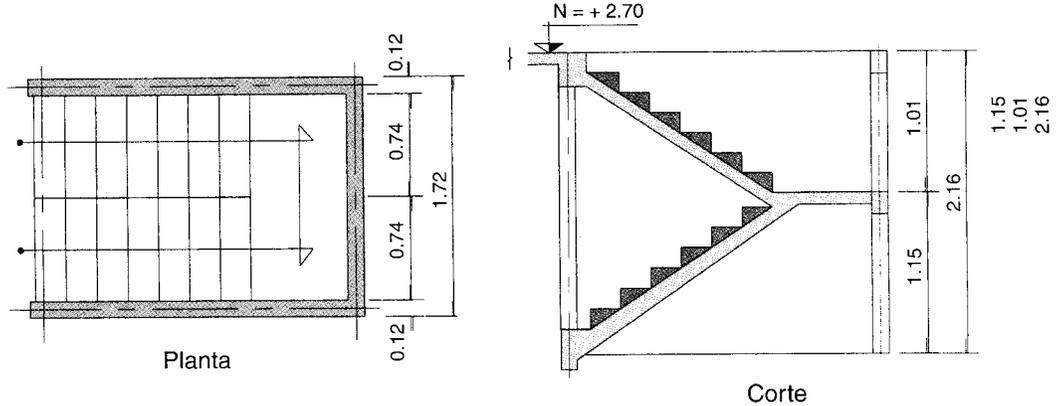
Espesor de la losa:

Se considera $h = 10 \text{ cm}$

Peso de la rampa de escalera (concreto armado) con plafón de yeso y escalones de tabique

Peso total del escalón en volumen w_E

$$w_E = \text{Peso total} \times \text{Peso volumétrico} = \frac{P \times H \times B}{2} \times P. \text{ vol.}$$



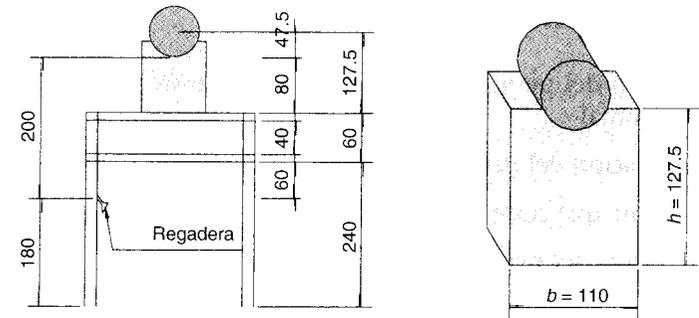
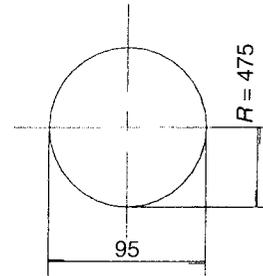
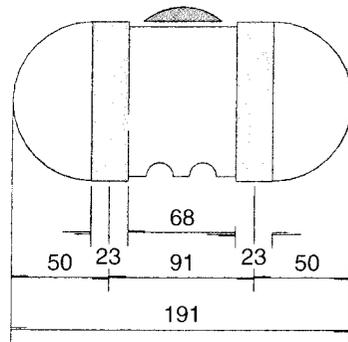
Ahora: $w_E = \frac{w_E}{\text{Área}}$ = peso del escalón en superficie (m²)

$$w_E = \frac{P \times H \times B}{2} \times P. \text{ vol.} \times \frac{1}{H \times B}$$

$$w_E = \frac{P}{2} \times P. \text{ vol.}$$

ESCALERA		RAMPA DE CONCRETO ESCALONES DE MAMPOSTERÍA	
MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL (kg/m ³)	W (kg/m ²)
Losa de concreto arm.	0.10	2 400	240
Plafón de yeso	0.02	1 500	30
Escalones	$P/2 = 0.09$	1 500	135
Carga muerta adicional (PCDF)			40
Carga muerta		$W_m =$	445
Carga viva			170
Carga total			615 kg/m ²

Peso del tinaco



Capacidad del tinaco

Se escoge un tinaco de 1 100 l: 1 100 kg (c)

cuyo peso propio es de: $\frac{220 \text{ kg}}{1\ 320}$

Los depósitos que trabajen por gravedad se colocarán a una altura de 2 m arriba del mueble más alto.

Se construirán con muros de tabique macizo hecho a mano con dos caras.

$W = 270 \text{ kg/m}^2$ cuya área es:

$$\begin{aligned} \text{Área} &= b \times h - \frac{\pi R^2}{2} \\ &= (1.10 \times 1.275) - \left(\frac{3.1416 \times 0.475^2}{2} \right) = 1.05 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Peso total: $W \times A = 270 \times 1.05 = 284 \text{ kg (base)}$

Peso total del tinaco

Agua: 1 100 kg

Peso propio: 220 kg

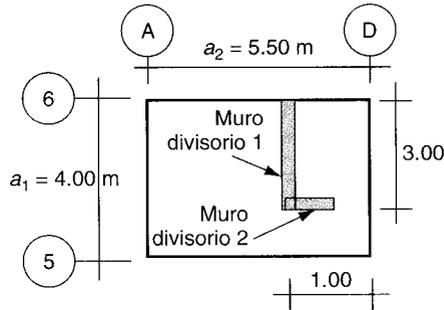
2 bases: 568 kg

W: 1 888 kg

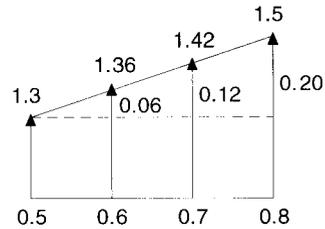
W Tinaco: 1 890 kg

PESO DE MUROS DIVISORIOS SOBRE LOSAS

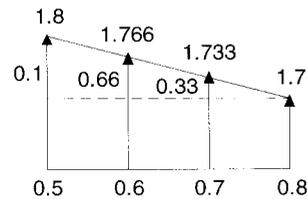
Tablero 1 Entrepiso



Coefficientes muro paralelo a lado corto



Coefficientes muro paralelo a lado largo



Carga unitaria muro covintec: $W = 100 \text{ kg/m}^2$

Peso muro 1: $3.00 \times 2.40 \times 100 = 720 \text{ kg}$ (paralelo a lado corto).

Peso muro 2: $1.00 \times 2.40 \times 100 = 240 \text{ kg}$ (paralelo a lado largo).

De acuerdo con lo establecido en el capítulo correspondiente:

$$\text{Relación de lados: } \frac{a_1}{a_2} = \frac{4.0}{5.5} = 0.72 \rightarrow 0.70$$

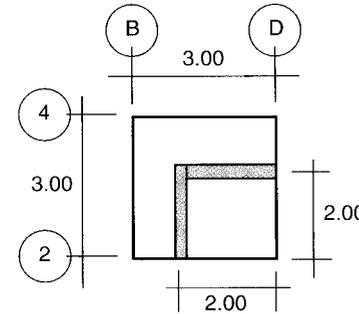
De la tabla de cargas lineales de las NTC_{concreto}:

$$W_{\text{Muros divisorios}} = \frac{\text{Peso de muro}}{\text{Área de tablero}} \times \text{Factor reglamentario}$$

$$W_{\text{Muros divisorios}} = \frac{720}{4.0 \times 5.5} \times 1.42 + \frac{240}{4.0 \times 5.5} \times 1.733 \cong 65 \text{ kg/m}^2$$

Tablero 5 Entrepiso

Carga unitaria muro covintec $W = 100 \text{ kg/m}^2$



Peso muro 1: $2.00 \times 2.40 \times 100 = 480 \text{ kg}$ (paralelo a lado corto).

Peso muro 2: $2.00 \times 2.40 \times 100 = 480 \text{ kg}$ (paralelo a lado largo).

De acuerdo con lo establecido en el capítulo correspondiente:

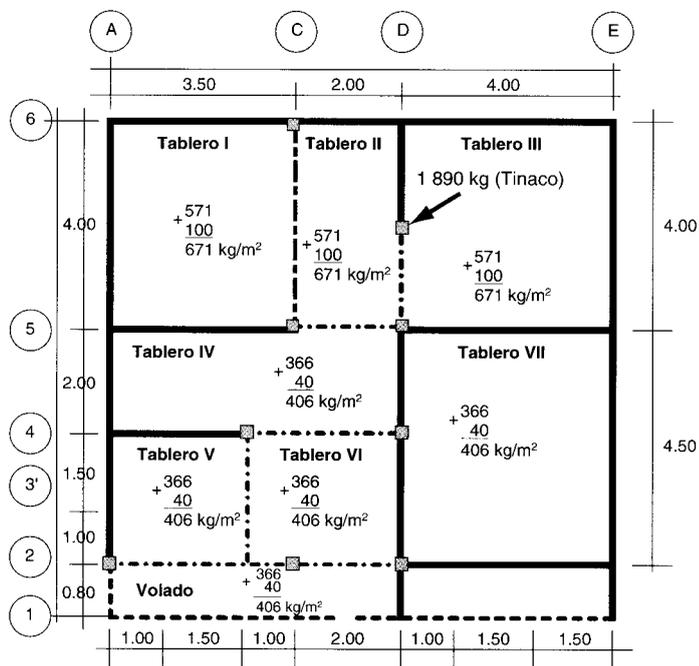
$$\text{Relación de lados: } \frac{a_1}{a_2} = \frac{3.0}{3.0} = 1.00$$

De la tabla de cargas lineales de las NTC_{concreto}:

$$W_{\text{Muros divisorios}} = \frac{\text{Peso de muro}}{\text{Área de tablero}} \times \text{Factor reglamentario}$$

$$W_{\text{Muros divisorios}} = \frac{480}{3.0 \times 3.0} \times 1.6 + \frac{480}{3.0 \times 3.0} \times 1.6 \cong 171 \text{ kg/m}^2$$

CARGAS TOTALES W EN kg/m² AZOTEA



ESTRUCTURACIÓN AZOTEA



1. Se consideró una carga viva de 100 kg/m² en tableros horizontales (pendiente < 5%) y de 40 kg/m² en tableros con pendiente 20% > 5%.
2. Se consideró una carga concentrada de 1 890 kg al centro del tramo D (5-6) por efecto de peso de tinaco y base.

➤ Transmisión de cargas a perímetro de tablero

Carga en kg/m sobre perímetro de tableros (azotea)

TABLERO	a ₁ (m)	a ₂ (m)	m	W kg/m ²	ω ₁ kg/m	ω ₂ kg/m
I	3.50	4.00	0.88	671	587	657
II	2.00	4.00	0.50	671	336	504
III	4.00	4.00	1.00	406	406	406
IV	2.00	5.50	0.36	406	203	333
V	2.50	2.50	1.00	406	254	254
VI	2.50	3.00	0.83	406	253	296
VII	4.00	4.50	0.89	406	406	451

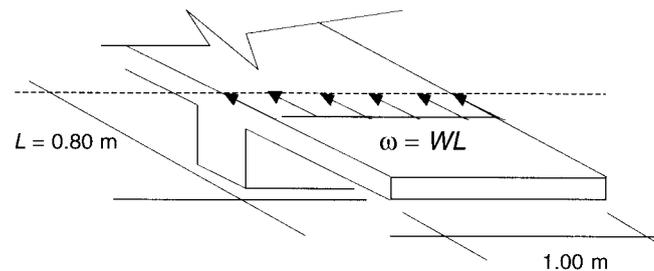
Expresiones empleadas:

Carga ω₁ en kg/m sobre bordes cortos: $\omega_1 = \frac{W a_1}{4}$

Carga ω₂ en kg/m sobre bordes largos:

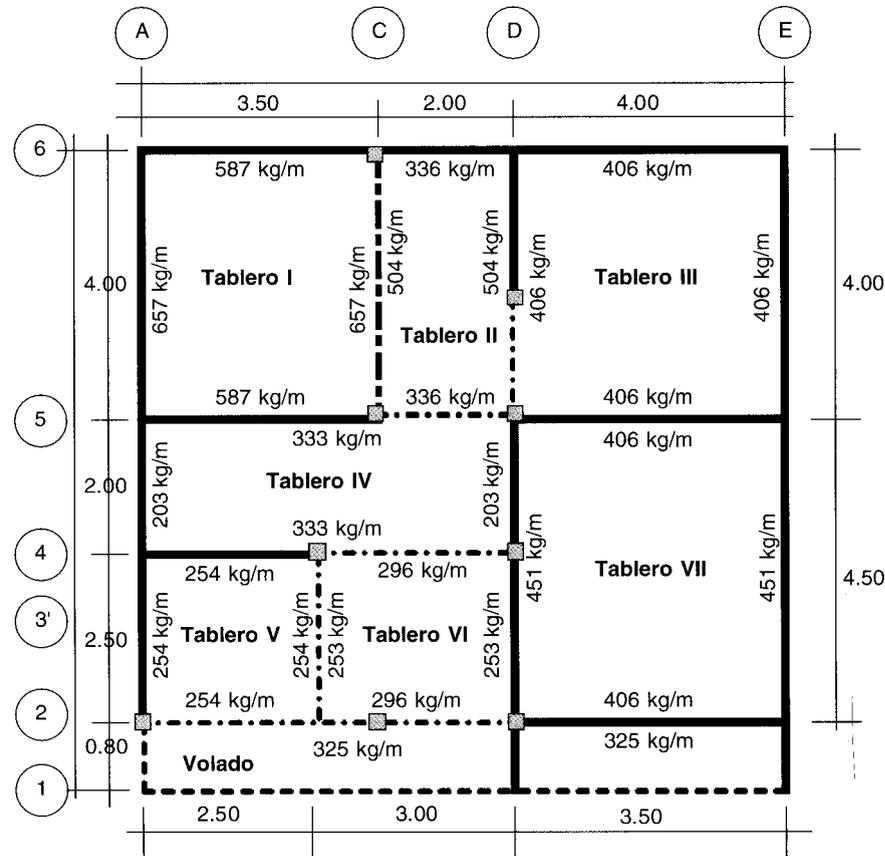
$$\omega_2 = \frac{W a_2}{4} (2 - m)$$

Carga por metro lineal ω (kg/m) debida a volado:



$$\omega = WL = 406 \times 0.80 \approx 325 \text{ kg/m}$$

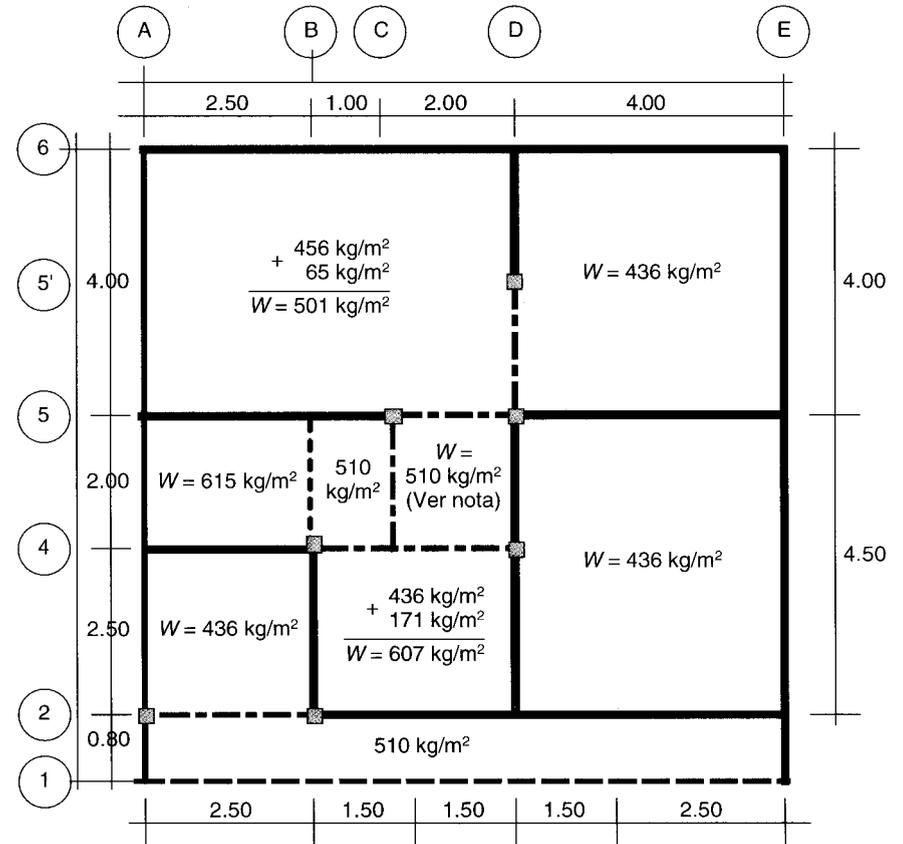
Carga por metro lineal en perímetro de tableros de azotea



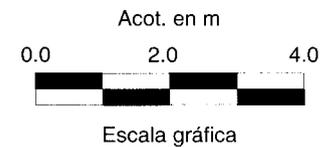
ESTRUCTURACIÓN AZOTEA



Cargas totales W en kg/m² (incluye muros divisorios) en entrepiso

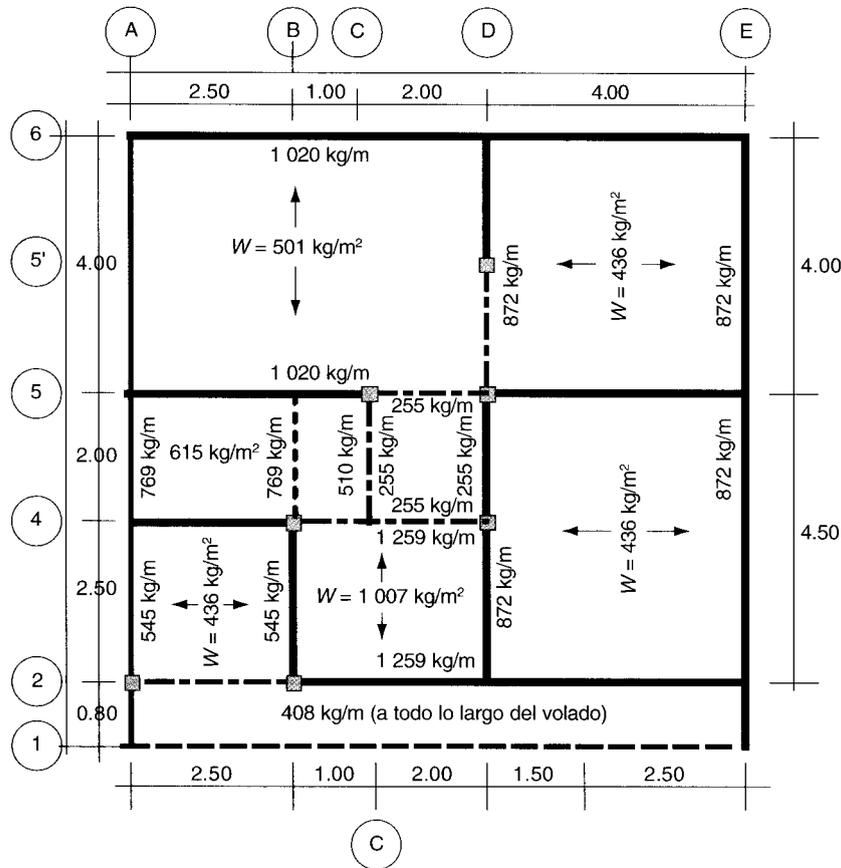


ESTRUCTURACIÓN ENTREPISO



NOTA: Peso estimado como losa maciza y recubrimiento cerámico.

Transmisión de carga W en kg/m sobre bordes de apoyo en sistema de viga y bovedilla de entrepiso



ESTRUCTURACIÓN ENTREPISO



La carga por metro lineal W en borde de apoyo de viguetas vale:

$$\omega = \frac{W_{a1}}{2}$$

En donde

W = carga total en kg/m^2

En zona de escaleras se consideró la carga aplicada en extremos de rampas, considerando

$$W = 615 \text{ kg/m}^2$$

En zona de vestíbulo se distribuyó la carga perimetralmente, considerando

$$W = 510 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de reacciones de traveses

EJE	TRAMO	CARGA ω (kg/m)	CLARO (m)	REACCIÓN (kg)
AZOTEA				
2	(A-C)	$168 + 254 + 325 = 747$	2.50	934
2	(C-D)	$168 + 296 + 325 = 789$	3.00	1 184
4	(B-D)	$168 + 333 + 296 = 797$	3.00	1 196
5	(C-D)	$168 + 333 + 336 = 837$	2.00	837
B	(2-4)	$168 + 264 + 253 = 685$	2.50	856
C	(5-6)	$168 + 657 + 504 = 1 329$	4.00	2 658
D	(5-5')	$168 + 504 + 406 = 1 078$	2.00	1 078
ENTREPISO				
2	(A-B)	$168 + 408 = 1 078$	2.50	720
4	(B-D)	(Ver cálculo aparte)	4.00	
5	(C-D)	$168 + 1 020 + 255 = 1 611$	2.00	1 611
C	(4-5)	$168 + 510 + 255 + 769 = 1 702$	2.00	1 702
D	(5'-6)	$168 + 872 = 1 040$	2.00	1 040

NOTA: Por facilidad de cálculo se consideraron todos los tramos simplemente apoyados.

Las reacciones se calcularon con:

$$R = \frac{\omega L}{2}$$

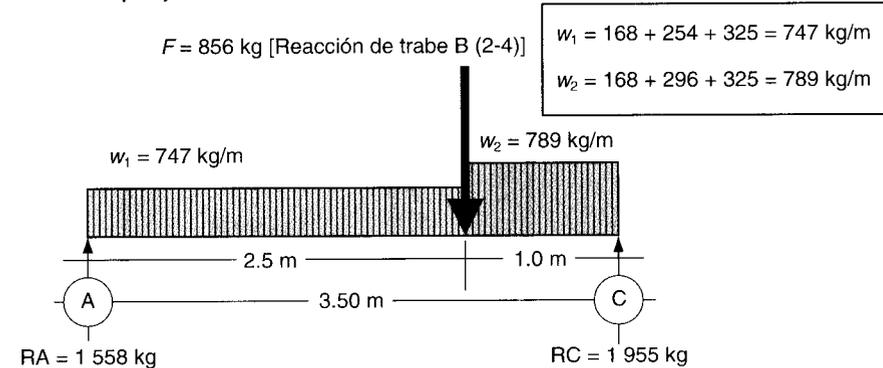
Carga por metro lineal debida al peso propio de traveses:

(se estimó una sección de 0.20 m × 0.35 m en azotea y entrepiso)

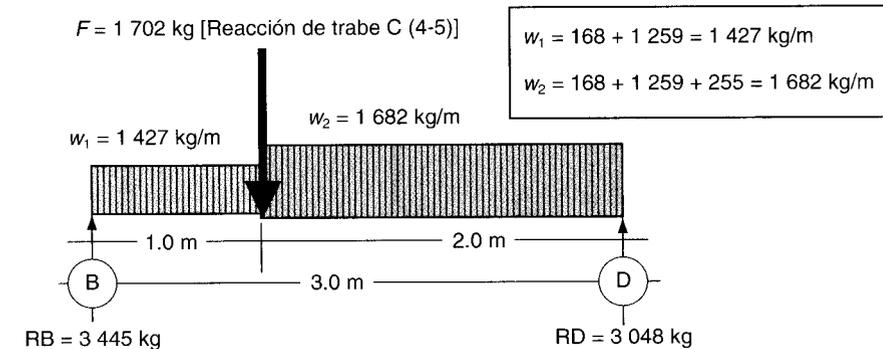
$$\omega_{pp} = 0.20 \times 0.35 \times 2\,400 = 168 \text{ kg/m}$$

Cálculo de reacciones en casos especiales

Trabe 2 (a-c) azotea



Trabe 4 (b-d) entrepiso

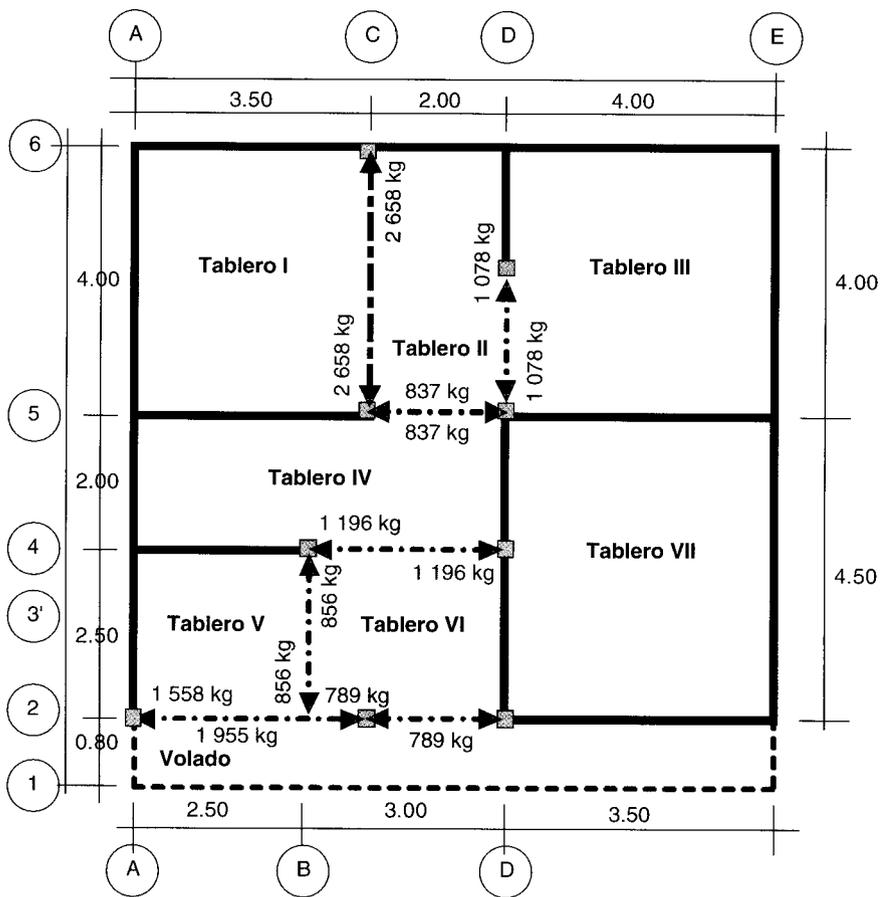


Cálculo de reacciones:

$$\begin{aligned} \sum M_B = 0: \quad RD &= \frac{1\,427 \times 1.0 \times 0.5 + 1\,702 \times 1.0 + 1\,682 \times 2.0 \times 2.0}{3.0} \\ &= 3\,048 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_D = 0: \quad RB &= \frac{1\,427 \times 1.0 \times 2.5 + 1\,702 \times 2.0 + 1\,682 \times 2.0 \times 1.0}{3.0} \\ &= 3\,445 \text{ kg} \end{aligned}$$

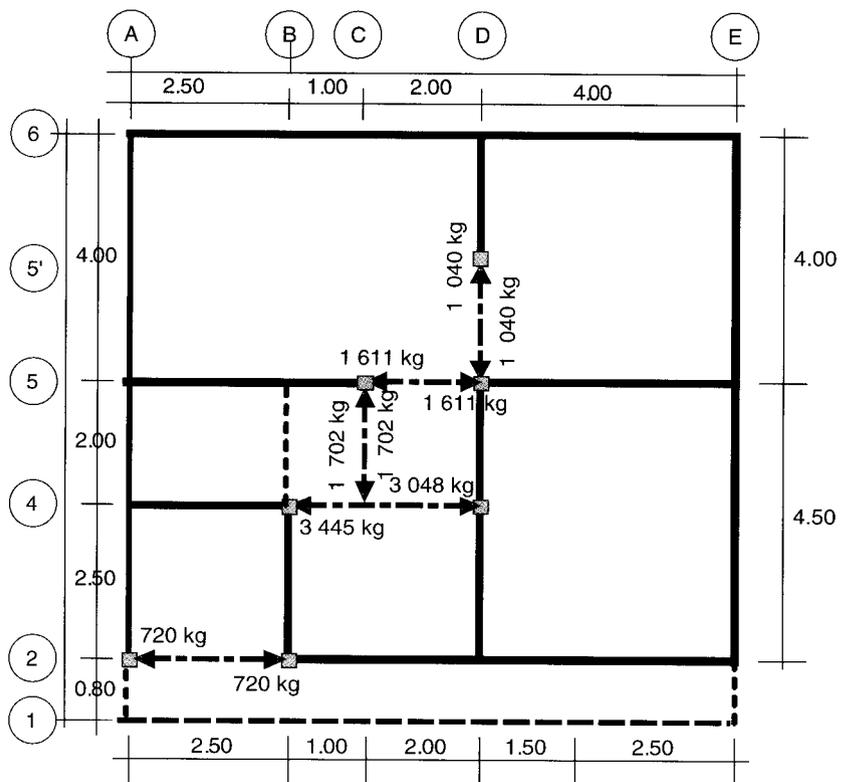
Magnitud de las concentraciones en azotea en kg



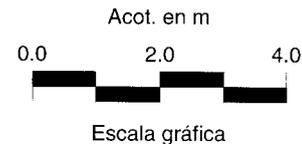
ESTRUCTURACIÓN AZOTEA



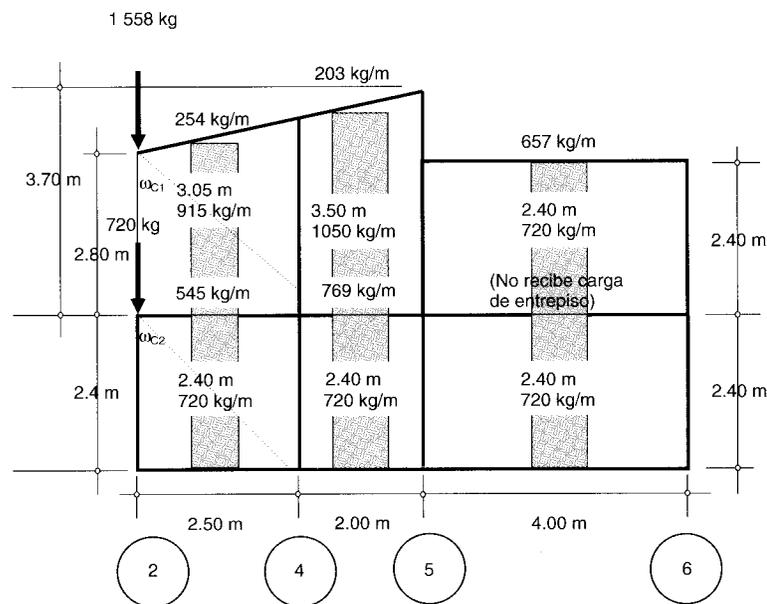
Magnitud de las concentraciones en entepiso en kg



ESTRUCTURACIÓN ENTREPISO

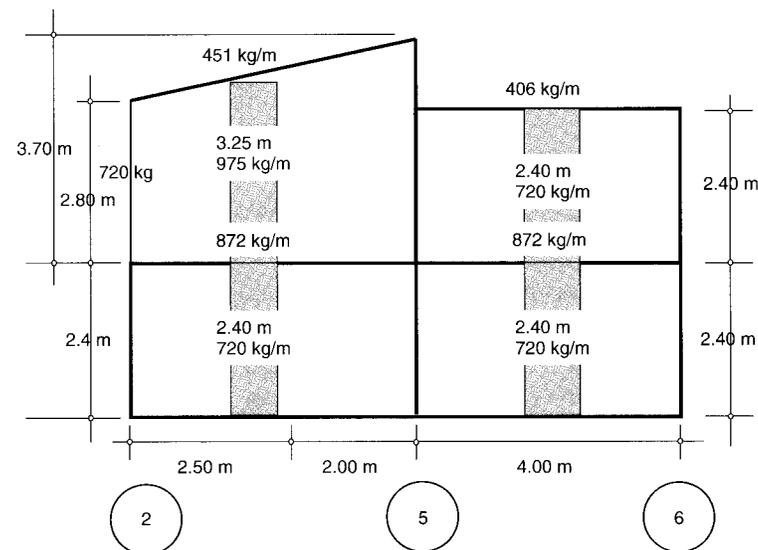


Transmisión de cargas eje A



$$\omega_{C1} = \frac{1558}{2.5} = 623 \text{ kg/m}; \omega_{C2} = \frac{720}{2.4} = 300 \text{ kg/m}$$

Transmisión de cargas eje E



NOTA: Se consideró la carga ω en kg/m de una franja de muro situada a medio tramo. Para simplificar el cálculo, se consideró una carga $W = 300 \text{ kg/m}^2$, de modo que $\omega_{\text{MURO}} = 300 h$, en kg/m.

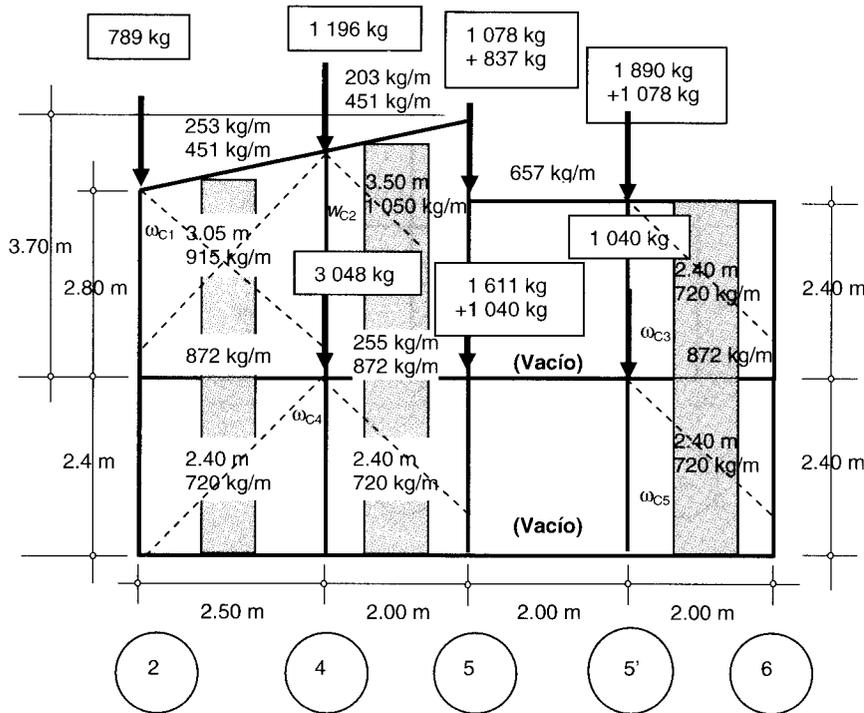
Tabla de bajada de cargas en el eje A

EJE	TRAMO	CARGA DE AZOTEA	CARGA DE MURO DE PLANTA ALTA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN AZOTEA	CARGA DE ENTREPISO	CARGA DE MURO DE PLANTA BAJA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN ENTREPISO	CARGA SOBRE CIMIENTO	CARGA SOBRE TERRENO
A	2-4	254	915	623	545	720	300	3 357	4 196
A	4-5	203	1 050	-	769	720	-	2 742	3 428
A	5-6	657	720	-	-	720	-	2 097	2 621

Tabla de bajada de cargas en el eje E

EJE	TRAMO	CARGA DE AZOTEA	CARGA DE MURO DE PLANTA ALTA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN AZOTEA	CARGA DE ENTREPISO	CARGA DE MURO DE PLANTA BAJA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN ENTREPISO	CARGA SOBRE CIMIENTO	CARGA SOBRE TERRENO
E	2-5	451	975	-	872	720	-	3 018	3 773
E	5-6	406	1 050	-	872	720	-	2 718	3 398

Transmisión de cargas eje D



$$\omega_{C1} = \frac{789}{2.4} = 329 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{C2} = \frac{1 196}{2.5 + 2.0} = 266 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{C3} = \frac{2 968}{2.0} = 1 484 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{C4} = \frac{3 048}{2.4 + 2.0} = 692 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{C5} = \frac{1 040}{2.0} = 520 \text{ kg/m}$$

NOTA: La fuerza aplicada en el punto (D-5):

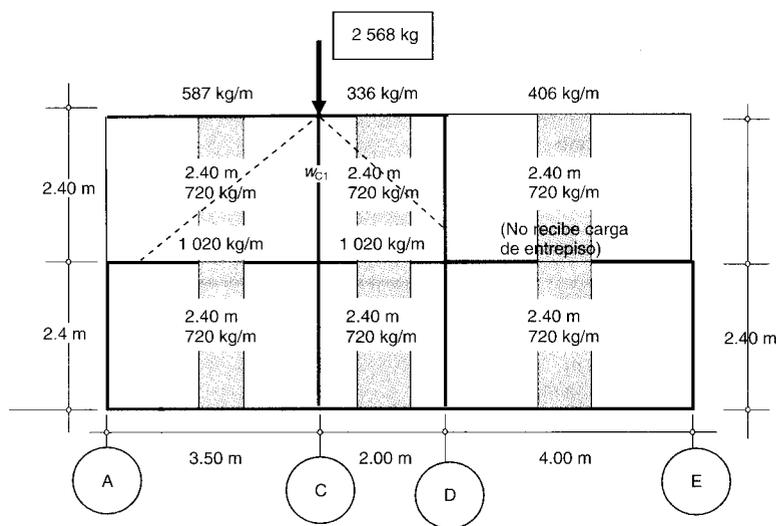
$$F = 1 078 + 837 + 1 611 + 1 040 = 4 566 \text{ kg}$$

Será transmitida a una ampliación de base a nivel de terreno.

Tabla de bajada de cargas en el eje D

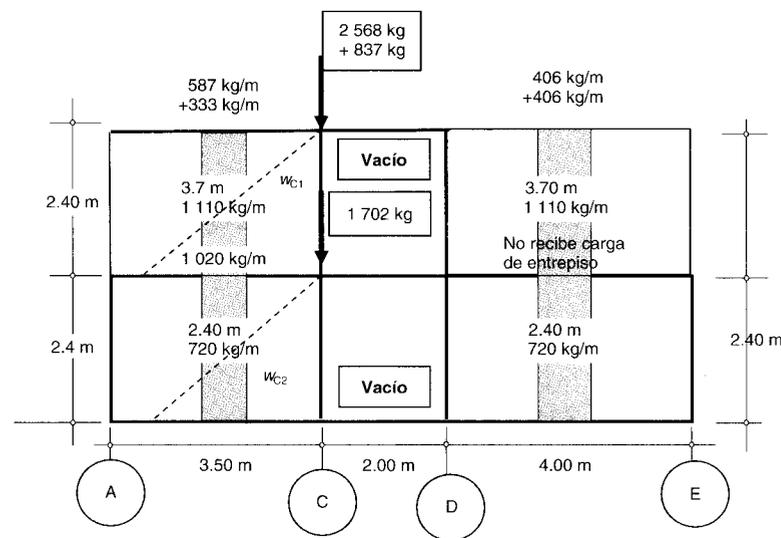
EJE	TRAMO	CARGA DE AZOTEA	CARGA DE MURO DE PLANTA ALTA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN AZOTEA	CARGA DE ENTREPISO	CARGA DE MURO DE PLANTA BAJA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN ENTREPISO	CARGA SOBRE CIMENTO	CARGA SOBRE TERRENO
D	2-4	253 + 451	915	329 + 266	872	720	692	4 498	5 623
D	4-5	203 + 451	1 050	266	255 + 872	720	692	4 509	5 636
D	5'-6	504 + 406	720	1 458	872	720	520	5 200	6 500

Transmisión de cargas eje 6



$$\omega_{C1} = \frac{2\,568}{2.4 + 2.0} = 554 \text{ kg/m}$$

Transmisión de cargas eje 5



$$\omega_{C1} = \frac{2\,568 + 837}{3.70} = 945 \text{ kg/m}; \quad \omega_{C2} = \frac{1\,702}{2.40} = 709 \text{ kg/m};$$

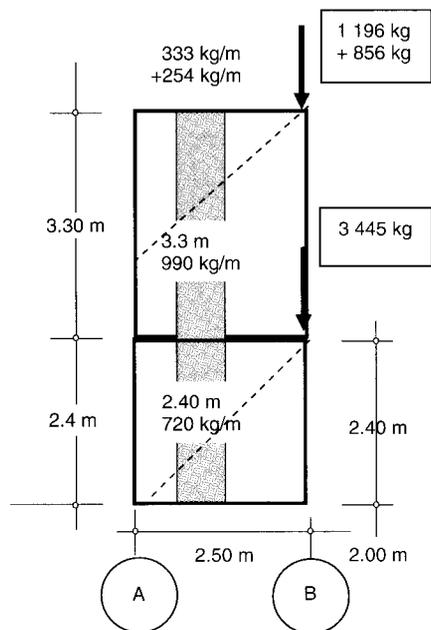
Tabla de bajada de cargas en el eje 6

EJE	TRAMO	CARGA DE AZOTEA	CARGA DE MURO DE PLANTA ALTA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN AZOTEA	CARGA DE ENTREPISO	CARGA DE MURO DE PLANTA BAJA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN ENTREPISO	CARGA SOBRE CIMENTO	CARGA SOBRE TERRENO
6	A-C	587	720	554	1 020	720	-	3 601	4 501
6	C-D	336	720	554	1 020	720	-	3 350	4 188
6	D-E	406	720	-	-	720	-	1 846	2 306

Tabla de bajada de cargas en el eje 5

EJE	TRAMO	CARGA DE AZOTEA	CARGA DE MURO DE PLANTA ALTA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN AZOTEA	CARGA DE ENTREPISO	CARGA DE MURO DE PLANTA BAJA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN ENTREPISO	CARGA SOBRE CIMENTO	CARGA SOBRE TERRENO
5	A-C	587 + 333	1 110	945	1 020	720	709	5 424	6 780
5	D-E	406 + 406	1 110	-	-	720	-	2 642	3 303

Transmisión de cargas eje 4



$$\omega_{C1} = \frac{1\ 196 + 856}{2.50} = 821\ \text{kg/m}; \quad \omega_{C2} = \frac{3\ 445}{2.40} = 1\ 435\ \text{kg/m};$$

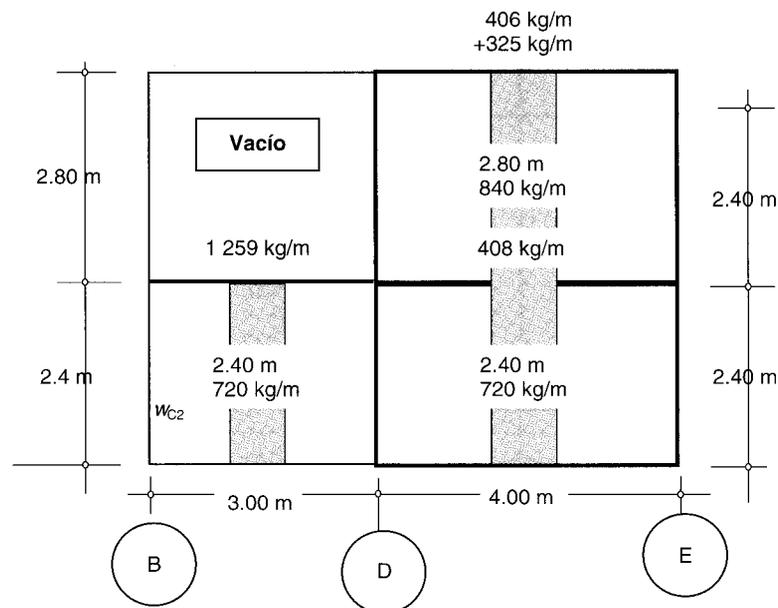
Tabla de bajada de cargas en el eje 4

EJE	TRAMO	CARGA DE AZOTEA	CARGA DE MURO DE PLANTA ALTA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN AZOTEA	CARGA DE ENTREPISO	CARGA DE MURO DE PLANTA BAJA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN ENTREPISO	CARGA SOBRE CIMIENTO	CARGA SOBRE TERRENO
4	A-B	254 + 333	990	821	-	720	1 435	4 553	5 691

Tabla de bajada de cargas en el eje 2

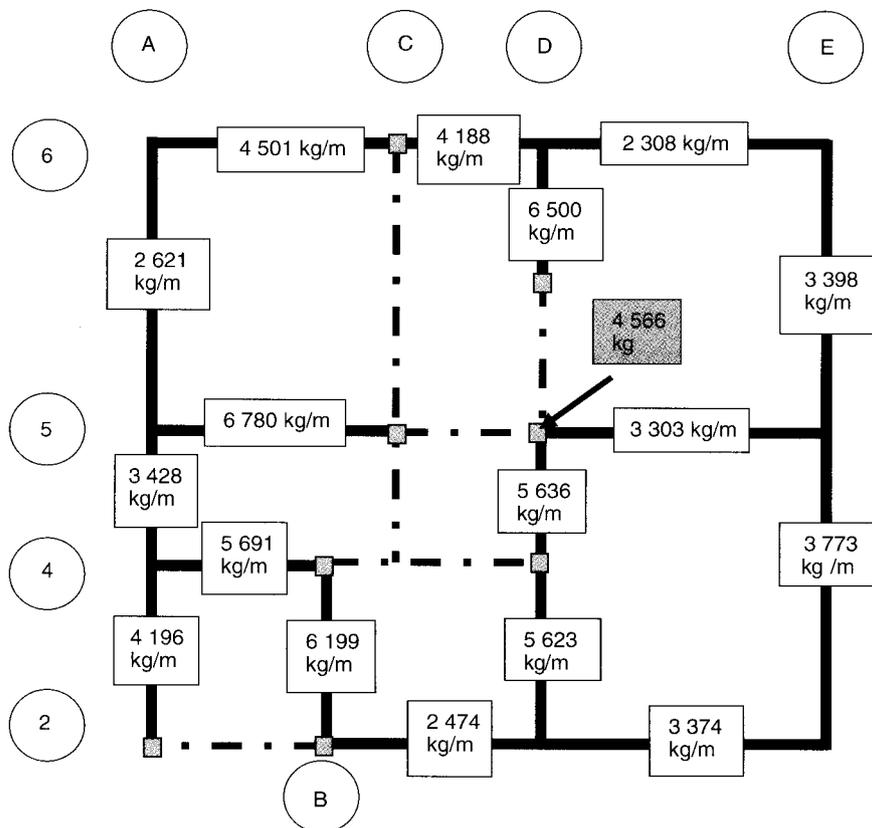
EJE	TRAMO	CARGA DE AZOTEA	CARGA DE MURO DE PLANTA ALTA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN AZOTEA	CARGA DE ENTREPISO	CARGA DE MURO DE PLANTA BAJA	CARGA EN kg/m DEBIDA A CONCENTRACIONES EN ENTREPISO	CARGA SOBRE CIMIENTO	CARGA SOBRE TERRENO
2	B-D	-	-	-	1 259	720	-	1 979	2 474
2	D-E	406 + 325	840	-	408	720	-	2 699	3 374

Transmisión de cargas eje 2



NOTA: Se consideró la carga W en kg/m de una franja de muro situada a medio tramo. Para simplificar el cálculo, se consideró una carga W = 300 kg/m², de modo que W_{MURO} = 300 h kg/m

Cargas sobre terreno en kg/m y fuerza concentrada en el punto (D-5)



Fuerza sobre cimentación en el punto D-5:

$$F_{S/C} = 1\,078 + 837 + 1\,611 + 1\,040 = 4\,566 \text{ kg}$$

> Diseño de cimientos y muro de contención

Consideraciones generales

Tipo de mampostería (piedra braza junteada con mortero tipo 1)

Resistencia de la piedra a compresión en dirección normal a los planos de formación: 150 kg/cm^2

Resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación: 100 kg/cm^2

Peso volumétrico máximo de la mampostería empleada: $\gamma_{\text{máx}} = 2\,600 \text{ kg/m}^3$

Peso volumétrico mínimo de la mampostería empleada: $\gamma_{\text{mín}} = 2\,350 \text{ kg/m}^3$

Coefficiente de fricción del terreno: $\mu = 0.6$

Cálculo de cimientos

Datos:

Casa ubicada en zona de transición (zona II)

Presión de diseño del terreno:

$$q_R = 10\,000 \text{ kg/m}^2$$

Factor de carga: $F_C = 1.4$

Ancho de corona: $C = 30 \text{ cm}$

Expresiones empleadas para el diseño:

$$\text{Ancho de cimentación: } B = \frac{W_u}{q_R}$$

$$\text{Vuelo o volado: } V = B - C \text{ (cimentaciones de lindero)}$$

$$\text{Vuelo o volado: } V = \frac{B - C}{2} \text{ (cimentaciones interiores)}$$

$$\text{Altura de cimientto: } H = 1.5 V$$

Notas sobre el diseño:

- a) El cálculo de V sólo procede si $B-C$ es una cantidad con signo positivo.
- b) Las dimensiones de la sección final constructiva serán cantidades múltiplos de cinco cm.
- c) Si las dimensiones del ancho B o la altura H del cimientto son menores que 60 cm, se respetará esta última dimensión por razones constructivas (ancho de cepa y tamaño de piedra).

DISEÑO DE AMPLIACIÓN DE BASE EN PUNTO (D-5)

Ancho de ampliación de base:

$$b = \sqrt{\frac{F_u}{q_R}}$$

donde:

$$F_u = 1.4 \sum \text{Fuerzas concentradas}$$

Fuerza total sobre cimentación:

$$\sum F_{S/C} = 4\,566 \text{ kg}$$

Fuerza sobre terreno (considerando un incremento de 10%, correspondiente a una zapata de concreto a nivel de desplante):

$$F_{S/T} = 4\,566 \times 1.10 = 5\,022 \text{ kg}$$

Fuerza última de diseño:

$$F_u = 5\,022 \times 1.4 = 7\,031 \text{ kg}$$

Ancho de ampliación de base:

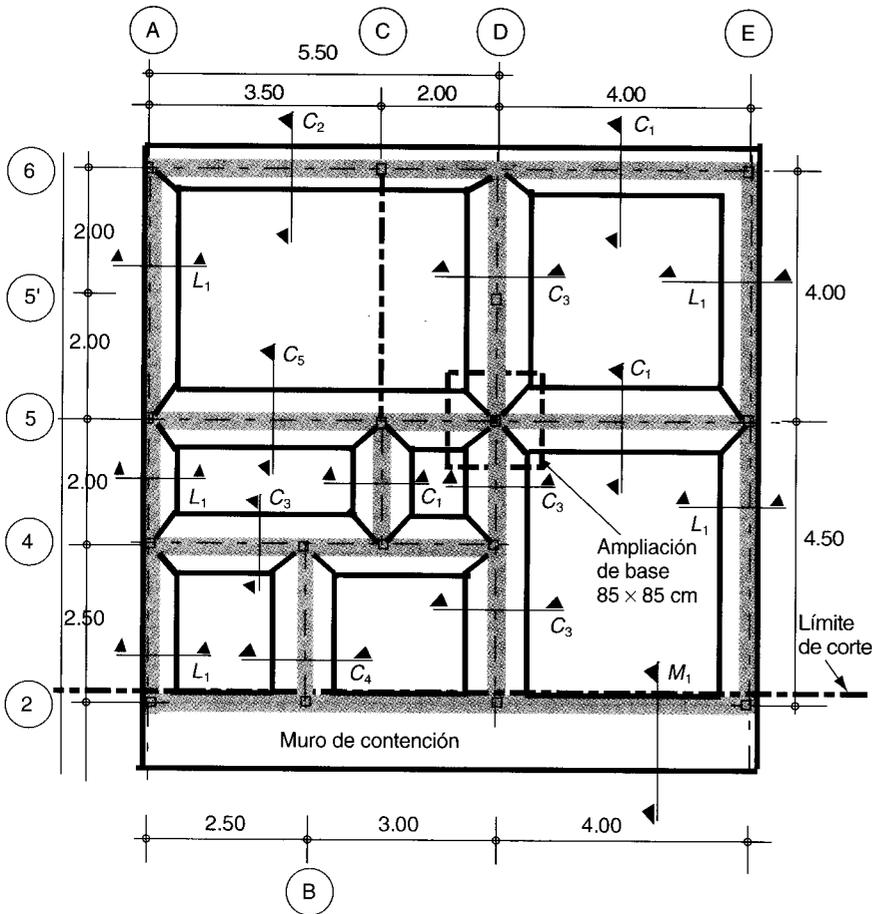
$$b = \sqrt{\frac{F_u}{q_R}} = \sqrt{\frac{7\,031}{10\,000}} = 0.84 \text{ m} \rightarrow 0.85 \text{ m}$$

Tabla de cálculo de cimientos

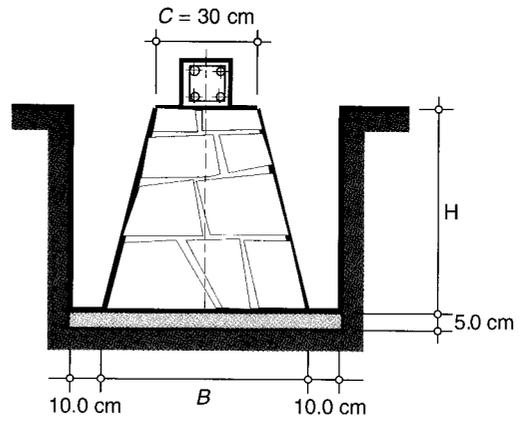
TRAMO	TIPO	$\omega_{S/T}$ (kg/m)	ω_U (kg/m)	DISEÑO POR COMPRESIÓN EN EL TERRENO				SECCIÓN POR CÁLCULO		SECCIÓN FINAL CONSTRUCTIVA		CORTE
				$B = \frac{W_u}{q^H}$	$V = B - C$	$V = \frac{B - C}{2}$	$H = 1.5V$	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	
A(2-4)	LINDERO	4 196	5 874	0.58	0.28	-	0.42	58 < 60	42 < 60	60	60	L_1
A(4-5)	LINDERO	3 428	4 799	0.48	0.18	-	0.27	48 < 60	27 < 60	60	60	L_1
A(5-6)	LINDERO	2 621	3 669	0.37	0.07	-	0.11	37 < 60	11 < 60	60	60	L_1
D(2-4)	INTERIOR	5 623	7 872	0.78	-	0.24	0.36	78 > 60	36 < 60	80	60	C_3
D(4-5)	INTERIOR	5 636	7 890	0.79	-	0.245	0.37	79 > 60	37 < 60	80	60	C_3
D(5'-6)	INTERIOR	6 500	9 100	0.81	-	0.31	0.47	81 > 60	47 < 60	80	60	C_3
E(2-5)	LINDERO	3 773	5 282	0.53	0.23	-	0.35	53 < 60	35 < 60	60	60	L_1
E(5-6)	LINDERO	3 398	4 757	0.48	0.18	-	0.27	48 < 60	27 < 60	60	60	L_1
6(A-C)	INTERIOR	4 501	6 301	0.63	-	0.17	0.26	63 > 60	26 < 60	65	60	C_2
6(C-D)	INTERIOR	4 188	5 863	0.59	-	0.15	0.23	59 < 60	23 < 60	60	60	C_1
6(D-E)	INTERIOR	2 308	3 231	0.32	-	0.02	0.03	32 < 60	3 < 60	60	60	C_1
5(A-C)	INTERIOR	6 780	9 492	0.95	-	0.33	0.50	95 > 60	50 < 60	95	60	C_5
5(D-E)	INTERIOR	3 303	4 624	0.46	-	0.08	0.12	46 < 60	12 < 60	60	60	C_1
4(A-B)	INTERIOR	5 691	7 967	0.79	-	0.245	0.37	79 > 60	37 < 60	80	60	C_3
2(B-D)	MURO	2 474	3 464	0.35	-	-	0.05	35 < 60	5 < 60	60	60	M_1 (*)
2(D-E)	MURO	3 374	4 724	0.47	-	-	0.14	47 < 60	14 < 60	60	60	M_1 (*)
B(2-4)	INTERIOR	6 199	8 678	0.87	-	0.285	0.43	87 > 60	43 < 60	85	60	C_4

(*) Dimensiones provisionales hasta el cálculo del muro de contención.

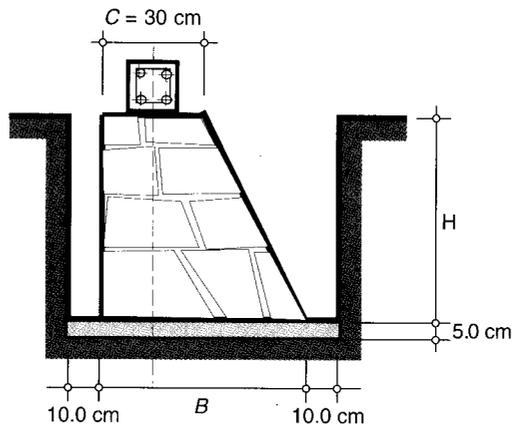
Planta de cimentación



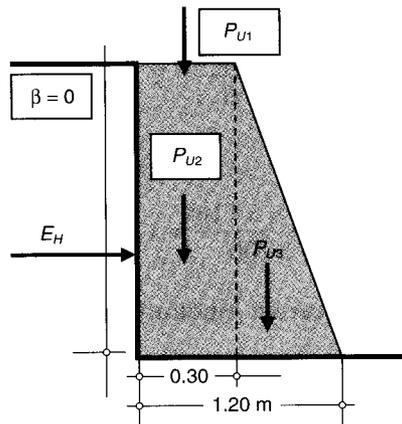
Cortes de cimentación



CORTE	B	H
C1	60	60
C2	65	60
C3	80	60
C4	85	60
C5	95	60



CORTE	B	H
L1	60	60

Diseño de muro de contención**Datos:**

Carga vertical en kg/m sobre el muro:

Carga muerta: 2 159 kg/m

Carga viva: 540 kg/m(*)

Carga total: 2 699 kg/m

(*) Se hizo una estimación considerando la carga viva equivalente a 25% de la carga muerta.

Peso volumétrico de la mampostería:

Peso volumétrico máximo:

$$\gamma_{\text{máx}} = 2\,600 \text{ kg/m}^3$$

Peso volumétrico mínimo:

$$\gamma_{\text{mín}} = 2\,350 \text{ kg/m}^3$$

Coefficiente de fricción del terreno:

$$\mu = 0.60$$

Empuje de terreno por metro lineal de muro:

Según gráfica de Terzaghi (figura 5.18), para $\beta = 0$ y suelo tipo 4,

$$K_H = 1\,750 \text{ kg/m}^2 \text{ por metro de longitud de muro.}$$

Empuje de terreno por metro lineal de muro:

$$E_H = \frac{1}{2} \times 750 \times 2.0^2 = 1\,500 \text{ kg}$$

Magnitud última del empuje:

$$E_U = 1.4 E_H = 2\,100 \text{ kg}$$

Determinación de cargas verticales:

Después de varias propuestas se llegó a la magnitud $B = 1.20 \text{ m}$, para la cual:

Cargas verticales para revisión por volteo y deslizamiento:

$$P_{U1} = 0.9 \times 2\,159 = 1\,943 \text{ kg}$$

$$P_{U2} = 0.9 \times 0.3 \times 2.0 \times 2\,350 = 1\,269 \text{ kg}$$

$$P_{U3} = 0.9 \times \frac{1}{2} \times 0.9 \times 2.0 \times 2\,350 = 1\,904 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_U = 5\,116 \text{ kg}$$

Cargas verticales para revisión por hundimiento:

$$P_{U1} = 1.4 \times 2\,699 = 3\,779 \text{ kg}$$

$$P_{U2} = 1.4 \times 0.3 \times 2.0 \times 2\,600 = 2\,184 \text{ kg}$$

$$P_{U3} = 1.4 \times \frac{1}{2} \times 0.9 \times 2.0 \times 2\,600 = 3\,276 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_U = 9\,239 \text{ kg}$$

Revisión por volteo:

Tomando momentos respecto al punto A:

$$M_A = 1\,943 \times 0.15 + 1\,269 \times 0.15 + 1\,904 \times 0.3 + 2\,100 \times 0.67$$

$$M_A = 3\,031 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Distancia de A al paso de la resultante:

$$D = \frac{3\,031}{5\,116} = 0.59 \text{ m}$$

Revisión por hundimientos en el terreno:

Excentricidad respecto al centro de la base:

$$e = D - \frac{B}{2} = 0.59 - \frac{1.20}{2} = -0.01 \text{ m (izquierda)}$$

Esfuerzos en la base:

$$q_u = \frac{9\,239}{1.0 \times 1.2} \pm \frac{6 \times 9\,239 \times 0.01}{1.0 \times 1.2^2} = 7\,699 \mu 384$$

$$q_{u1} = 8\,083 \text{ kg/m}^2 < 10\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{u2} = 7\,315 \text{ kg/m}^2 < 10\,000 \text{ kg/m}^2$$

Revisión por deslizamiento:

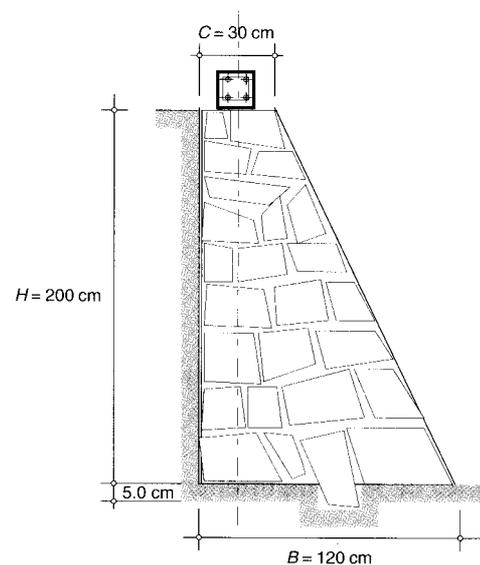
Se debe cumplir:

$$\frac{\mu \Sigma Pu}{E} \geq 1.5$$

sustituyendo:

$$\frac{0.6 \times 5\,116}{2\,100} = 1.46 < 1.5$$

(se sugiere colocar un espolón).



Corte M1

► Revisión de muros sujetos a cargas verticales

Al observar la distribución de muros en la planta baja y según la tabla de transmisión de carga, se observa que el muro localizado en el tramo 5(A-C) tiene la mayor carga sobre cimiento. Considerando que se revisará la hilada inferior del muro, esta carga es la adecuada para realizar la revisión.

Carga sobre cimiento en tramo 5(A-C) = 5 424 kg/m

Se emplea el criterio reglamentario:

$$P_R \geq P_U$$

Calculando la carga última P_U sobre el muro:

$$P_U = 1.4 P_{S/C} = 5\,424 \times 1.4 = 7\,594 \text{ kg/m}$$

Ahora se calcula el cortante resistente mediante la expresión reglamentaria, válida para los muros confinados:

$$P_R = F_R F_E (f_m^* + 4.0 \text{ kg/cm}^2) A_T$$

Donde:

$$F_R = 0.6$$

$$F_E = 0.6 \text{ (Muro interior, los claros difieren 50\%).}$$

$$f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Mampostería de tabiques de barro recocido, mortero tipo 1).}$$

Para un área correspondiente a un metro de longitud:

$$\begin{aligned} P_R &= 0.6 \times 0.6 \times 19.0 \times 14 \times 100 \\ &= 9\,576 \text{ kg/m} > 7\,594 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

(El muro resiste la carga última)

► Revisión de muros sujetos a cargas horizontales (sismos)

La revisión se hará de acuerdo con el método simplificado de análisis sísmico estático, aplicable a estructuras que no rebasen los 13 m de altura y que cumplan ciertas condiciones de simetría, tanto en aplicación de las cargas, como en la forma de la planta estructural.

Datos:

Los muros están contruidos con tabique macizo de barro junteado con mortero tipo I, por lo que $v_m^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$.

La construcción está situada en terreno de transición de la Ciudad de México.

La altura total de la construcción es $H = 6.4 \text{ m}$.

Verificación de las condiciones para la aplicación del método simplificado:

1. En cada planta, al menos 75% de las cargas están soportadas por muros ligados entre sí. Verificar que la condición se cumple para este proyecto.
2. La excentricidad torsional no excederá 10% de la dimensión en planta.

Para verificar el cumplimiento de esta condición, se sustituyen los valores en la siguiente expresión, válida para la dirección XX:

$$e_{s,xx} = \frac{\left| \sum X F_{AE} A_T \right|}{\sum F_{AE} A_T}$$

$$\begin{aligned} \sum X F_{AE} A_T &= 8.5 \times 0.14 \times 4.75 + 1.5 \times 0.14 \times 0.69 \times \\ &2.25 - 4.5 \times 0.14 \times 0.75 - 2.0 \times 0.14 \times 0.75 - 8.5 \times \\ &0.14 \times 4.75 = -0.356 \end{aligned}$$

$$\Sigma F_{AE} A_T = 2.0 \times 0.14 + 2.0 \times 0.14 + 2.5 \times 0.14 + 3.5 \times 0.14 + 3.5 \times 0.14 + 3.5 \times 0.14 + 1.5 \times 0.14 \times 0.69 + 2.5 \times 0.14 = 3.43$$

$$e_{sxx} = \frac{\left| \sum X_{FAE} A_T \right|}{\sum F_{AE} A_T} = \frac{|-0.356|}{3.43} = 0.10 < 0.95 \text{ m (ok)}$$

y para la dirección YY:

$$e_{syy} = \frac{\left| \sum Y_{FAE} A_T \right|}{\sum F_{AE} A_T}$$

$$\Sigma Y_{FAE} A_T = 2.0 \times 0.14 \times 4.25 + 2.0 \times 0.14 \times 4.25 + 2.5 \times 0.14 \times 4.25 + 3.5 \times 0.14 \times 0.25 + 3.5 \times 0.14 \times 0.25 - 3.5 \times 0.14 \times 1.75 - 1.5 \times 0.14 \times 0.69 \times 4.25 = 1.15$$

$$\Sigma F_{AE} A_T = 2.0 \times 0.14 + 2.0 \times 0.14 + 2.5 \times 0.14 + 3.5 \times 0.14 + 3.5 \times 0.14 + 3.5 \times 0.14 + 1.5 \times 0.14 \times 0.69 + 2.5 \times 0.14 = 2.87$$

$$e_{syy} = \frac{\left| \sum Y_{FAE} A_T \right|}{\sum F_{AE} A_T} = \frac{1.15}{2.87} = 0.40 \text{ m} < 0.85 \text{ (ok)}$$

- La relación entre longitud y ancho de la planta de la estructura no excede de 2.

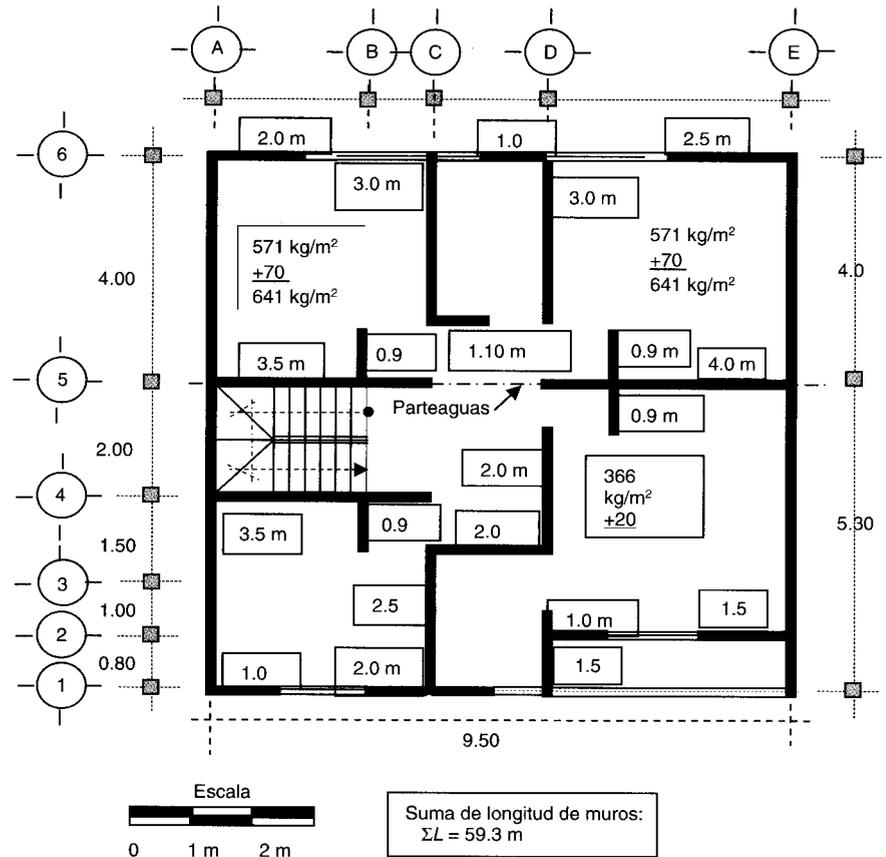
$$\text{Relación} = \frac{9.5}{8.5} = 1.11 < 2.0 \text{ (ok)}$$

- La relación entre la altura y el ancho de la construcción no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor que 13 m.

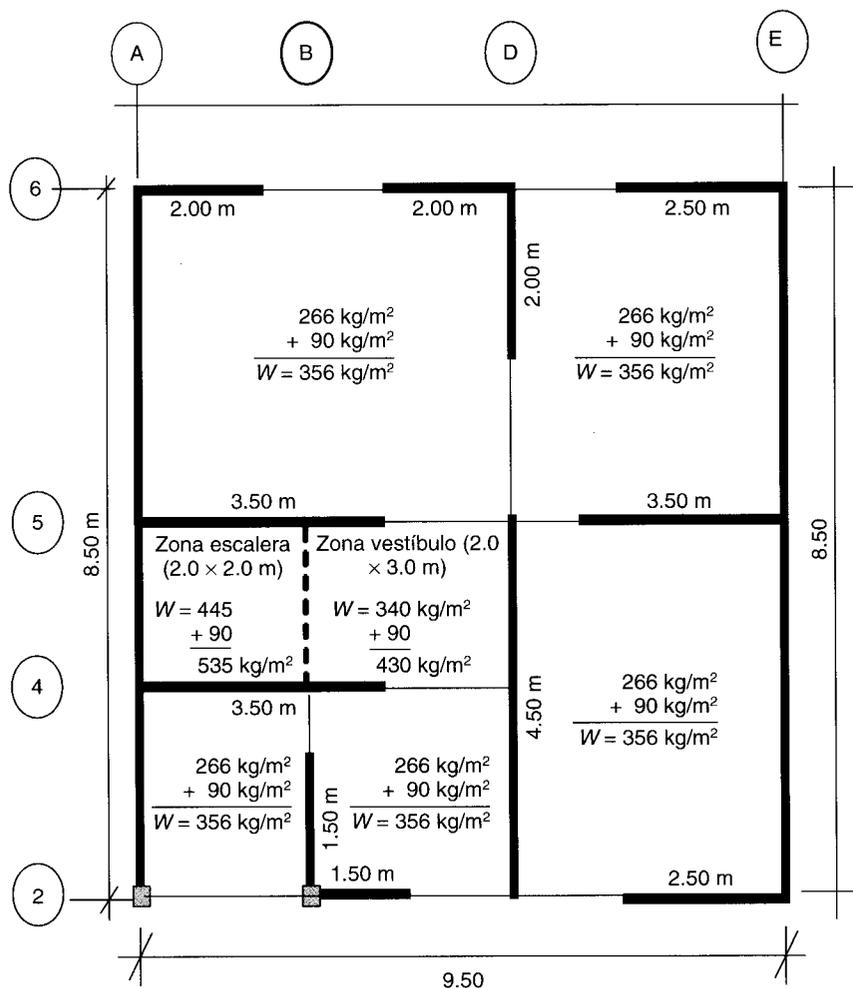
$$H = 6.4 \text{ m} < 13 \text{ m (ok)}$$

$$\text{Relación} = \frac{6.4}{8.5} = 0.75 < 1.5 \text{ (ok)}$$

Cargas en azotea y muros de planta alta



Cargas en entrepiso y muros de planta baja



ESTRUCTURACIÓN ENTREPISO

Cálculo del peso P de la estructura

Peso de tinaco:	1 890 kg
Peso de la azotea:	$641 \times 4.00 \times 9.50 + 386 \times 5.30 \times 9.50 = 43\,793$ kg
Peso de muros de planta alta (1):	$59.3 \times 3.0 \times 300 = 53\,370$ kg
Peso del entrepiso:	$77.35 \times 356 + 5 \times 535 + 6.0 \times 430 = 32\,792$ kg
Peso de $\frac{1}{2}$ muros de planta baja (2)(3):	$\frac{1}{2} (46.0 \times 2.4 \times 300) = 16\,560$ kg
Peso total de la construcción $P =$	148 405 kg

1. Se mide, en el proyecto arquitectónico, la longitud de todos los muros de la planta alta (incluidos los divisorios).
2. Se mide, en el proyecto arquitectónico, la longitud de únicamente los muros de carga:

Longitud de muros $L_{XX} = 21.0$ m

Longitud de muros $L_{YY} = 25.0$ m

Longitud total $\Sigma L = 46.0$ m

3. Sólo se considera la mitad superior de los muros de planta baja; la mitad inferior se supone que no le produce efectos de inercia a la estructura.

Cálculo de las fuerzas sísmicas en cada nivel de la estructura

Debido a que la construcción está en terreno de transición, el coeficiente sísmico $C_s = 0.16$ y su altura $H = 6.4$ m (entre 4 y 7 metros).

Peso P_2 concentrado a nivel de azotea:

$$P_2 = 1\,890 + 43\,793 + \frac{53\,370}{2} = 72\,368 \text{ kg}$$

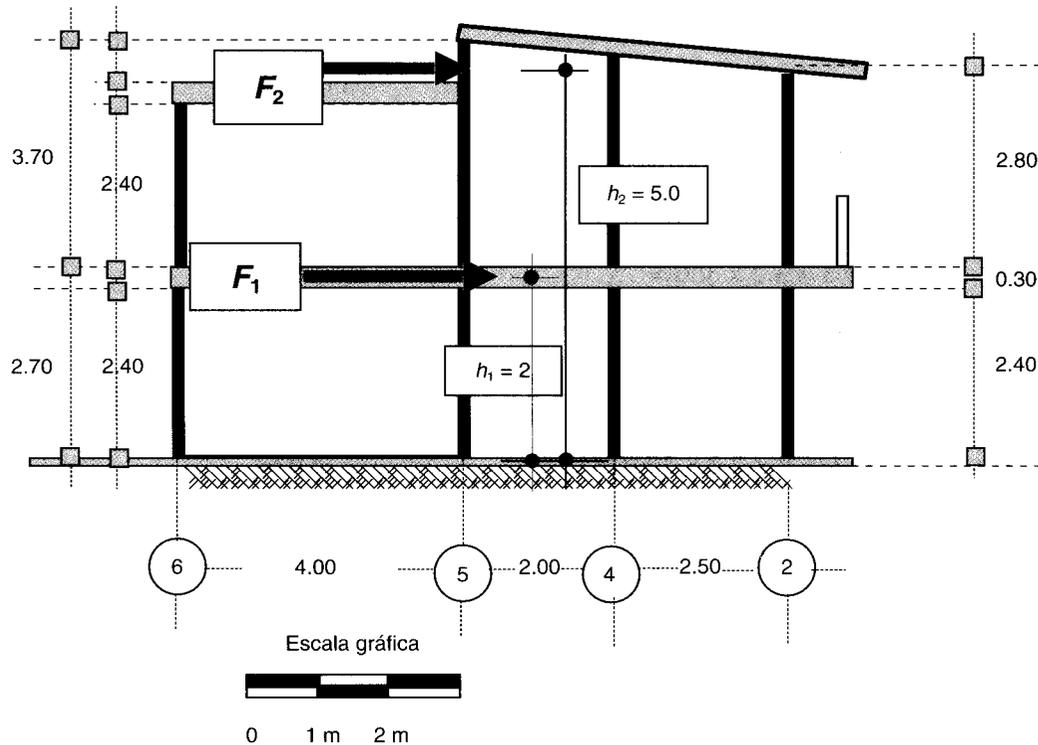


FIGURA 6.1 Fuerzas sísmicas que actúan en cada nivel de la estructura.

Peso P_1 concentrado a nivel de entrepiso

$$P_1 = \frac{53\,370}{2} + 32\,792 + 16\,560 = 76\,037 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{P_2 h_2}{\sum P_2 h_2} C_s P$$

$$= \frac{72\,368 \times 5.0}{72\,368 \times 5.0 + 76\,037 \times 2.4} \times 0.16 \times 148\,405$$

$$= 15\,784 \text{ kg}$$

$$F_1 = \frac{P_1 h_1}{\sum P_1 h_1} C_s P$$

$$= \frac{76\,037 \times 2.4}{72\,368 \times 5.0 + 76\,037 \times 2.4} \times 0.16 \times 148\,405$$

$$= 7\,960 \text{ kg}$$

El cortante sísmico en la base de la estructura es, por lo tanto:

$$V_s = F_1 + F_2 = 15\,784 + 7\,960 = 23\,745 \text{ kg}$$

El cortante sísmico basal se obtiene también multiplicando el coeficiente sísmico por el peso de la estructura:

$$V_s = C_s P = 0.16 \times 148\,405 = 23\,745 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante último V_U

El cortante último se obtiene multiplicando el cortante sísmico basal por el correspondiente factor de carga para efectos accidentales ($F_c = 1.1$).

$$V_U = 1.1 V_s = 1.1 \times 23\,745 = 26\,120 \text{ kg}$$

$$V_U = 26\,120 \text{ kg}$$

(Este último cortante se considera que está actuando en cualquier dirección en planta del edificio.)

Cálculo de la resistencia al cortante V_R de los muros

Una vez calculadas las fuerzas sísmicas, se procederá a la determinación de la resistencia de los muros, iniciando con los de la planta baja y de acuerdo con el método simplificado establecido por el RCDF.

Para lo anterior, se empleará la siguiente expresión:

$$V_{mR} = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

Para la aplicación de la expresión anterior, es válido realizar la simplificación en la determinación del esfuerzo vertical que actúa en los muros, por lo que se considera que el esfuerzo vertical σ_p es el mismo en todos los muros de la planta respectiva. Por lo tanto, el valor de este esfuerzo se obtendrá de la siguiente manera:

$$\sigma_p = \frac{P'}{t \sum L} = \frac{(148\,405 - 16\,560)}{14 \times 4\,507} = 2.089 \text{ kg/cm}^2$$

donde:

P' = Peso actuando sobre los muros de la planta baja

= Peso de construcción – Peso de muros de planta baja (kg).

t = espesor de los muros (cm).

$\sum L$ = Suma de las áreas efectivas de los muros de planta baja.

Por lo tanto, es posible realizar el análisis en términos de esfuerzos:

$$\begin{aligned} v_R &= F_R (0.5 v_m^* + 0.3 \sigma_p) \\ &= 0.7(0.5 \times 3.5 + 0.3 \times 2.089) = 1.663 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Después se procederá a calcular la resistencia de los muros mediante la expresión simplificada y, además, tomando en cuenta la esbeltez de los muros componentes para calcular las respectivas longitudes efectivas,

reducidas por esbeltez si $(1.33 \frac{L}{H})^2 > 1.33$:

$$V_R = F_R v_R A_T$$

En este caso, como los muros son confinados,

$$F_R = 0.7$$

Revisión de la resistencia de los muros de la planta baja en la dirección x-x

MURO	LONGITUD REAL L (m)	$\frac{H}{L}$	F_{AE}	LONGITUD $F_{AE} L$ (m)	Área Efectiva (cm ²)	RESISTENCIA $V_R = F_{AE} v_R A_T$ (kg)
1	2.0	1.2 < 1.33	1.1	2.0	2 800	4 656
2	2.0	1.2 < 1.33	1.0	2.0	2 800	4 656
3	2.5	0.96 < 1.33	1.0	2.5	3 500	5 820
4	3.5	0.68 < 1.33	1.0	3.5	4 900	8 149
5	3.5	0.68 < 1.33	1.0	3.5	4 900	8 149
6	3.5	0.68 < 1.33	1.0	3.5	4 900	8 149
7	1.5	1.6 > 1.33	0.69	1.035	1 449	2 409
8	2.5	0.96 < 1.33	1.0	2.5	3 500	5 820
				$\Sigma L = 20.535$	$A_T = 28\,749 \text{ cm}^2$	$V_R = 47\,808 \text{ kg}$ (Rige)

$$1.5 F_R v_m^* A_{TXX} = 1.5 \times 0.7 \times 3.5 \times 28\,749 = 105\,652 \text{ kg} < 47\,577 \text{ kg}$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 \text{ (sí procede)}$$

Se observa que $V_R = 47\,808 \text{ kg} > 26\,120 \text{ kg}$; por lo tanto, los muros en dirección XX resisten adecuadamente.

Ahora se revisarán los muros de la planta baja, pero en la dirección Y-Y.

Revisión de la resistencia de los muros de la planta baja en la dirección y-y

MURO	LONGITUD REAL L (m)	$\frac{H}{L}$	F_{AE}	LONGITUD $F_{AE} L$ (m)	Área Efectiva (cm ²)	RESISTENCIA $V_R = F_{AE} v_R A_T$ (kg)
1	8.5	0.28 < 1.33	1.0	8.5	11 900	19 790
2	1.5	1.6 > 1.33	0.69	1.035	1 449	2 398
3	4.5	0.53 < 1.33	1.0	4.5	6 300	10 477
4	2.0	1.2 < 1.33	1.0	2.0	2 800	4 656
5	8.5	0.28 < 1.33	1.0	8.5	11 900	19 790
				$\Sigma L = 24.535$	$A_T = 34\,349 \text{ cm}^2$	$V_R = 57\,111 \text{ kg}$ (Rige)

$$1.5 F_R v_m^* A_{TXX} = 1.5 \times 0.7 \times 3.5 \times 34\,349 = 126\,232 \text{ kg}$$

Se observa que $V_R = 57\ 111\text{ kg} > 26\ 120\text{ kg}$; por lo tanto, los muros en dirección YY resisten adecuadamente.

Asimismo, es posible ver que el V_R también es mayor que la fuerza sísmica, por lo que los muros en esta dirección también resisten.

NOTA: La revisión de los muros de la planta alta se pueden obviar, ya que la cantidad de muros y su distribución es parecida a los de la planta baja, lo que lleva a concluir que esos muros resisten adecuadamente. Sin embargo, en caso de que en la planta alta haya escasez de muros en una dirección, es conveniente realizar esta revisión.

Cálculo de V_R aplicando directamente la expresión reglamentaria

Es posible emplear la expresión reglamentaria de manera directa, simplemente considerando que la fuerza vertical que actúa sobre los muros en cada dirección es proporcional a la longitud de los mismos:

$$P_{XX} = \frac{L_{XX}}{\sum L} P' = \frac{20.535}{20.535 + 24.535} \times (148\ 405 - 16\ 560) = 60\ 072\text{ kg}$$

$$P_{YY} = \frac{L_{YY}}{\sum L} P' = \frac{24.535}{20.535 + 24.535} (148\ 405 - 16\ 560) = 71\ 773\text{ kg}$$

de donde:

$$V_{mRXX} = F_R (0.5 v_m^* A_{TXX} + 0.3 P_X)$$

$$V_{mRXX} = 0.7(0.5 \times 3.5 \times 28\ 749 + 0.3 \times 60\ 072) = 47\ 832\text{ kg} > 26\ 120\text{ kg}$$

$$V_{mRYY} = F_R (0.5 v_m^* A_{TYY} + 0.3 P_Y)$$

$$V_{mRXX} = 0.7(0.5 \times 3.5 \times 34\ 349 + 0.3 \times 71\ 773) = 57\ 150\text{ kg} > 26\ 120\text{ kg}$$

(La construcción resiste al sismo en ambas direcciones).

Diseño de traves

Diseño de traves de azotea

Criterio de solución

Es posible observar que algunas traves de azotea son de claros y cargas reducidas. Por otro lado, se identifican una viga continua y una viga, la C(5-6), esta última con claro y carga relativamente grandes.

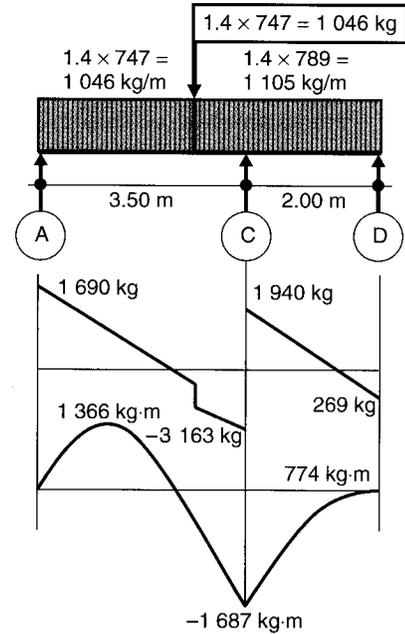
El criterio de diseño que se aplicará es el siguiente:

Primero se realizará el análisis estructural de las vigas y se tabularán los resultados. En el caso de la viga continua, se representarán sus diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.

Después, se propondrá una sección tipo, con dimensiones y armados mínimos. De esta sección se calcularán tanto el momento resistente M_R como la fuerza cortante resistente V_R .

Al final, se hará una comparación del momento y la fuerza cortante resistentes con los respectivos

Trabe 2 (A-D) Azotea (Acciones últimas)



momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos que se desarrollan en las diversas vigas de azotea. Si los efectos resistentes son mayores o iguales ($M_R \geq M_{U_i}$; $V_R \geq V_{U_i}$) que los efectos últimos de las diversas vigas, entonces será posible emplear

Análisis estructural de traves de azotea

TRABE	CARGA (kg/m)	CLARO (m)	M_{U_i} (kg-m)	V_{U_i} (kg)
4(B-D)	797	3.0	1 255	1 673
5(C-D)	837	2.0	586	1 172
B(2-4)	685	2.5	749	1 199
C(5-6)	1 329	4.0	3 721	3 721
D(5-5')	1 078	2.0	755	1 509

la trabe tipo en estos casos. Por el contrario, si los efectos resistentes son menores ($M_R < M_U$; $V_R < V_U$) que los efectos últimos de alguna viga, esto significa que no se está cumpliendo la condición reglamentaria de diseño y se deberán agregar bastones de varilla adicionales para resistir el momento flexionante excedente o reducir la separación de estribos respecto a la propuesta para la trabe tipo.

El criterio mencionado reduce la cantidad de trabajo aplicado al diseño de las trabes.

Expresiones empleadas:

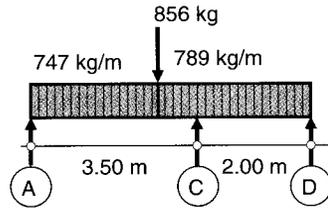
$$M_U = \frac{1.4\omega L^2}{8} ;$$

$$V_U = \frac{1.4\omega L}{2}$$

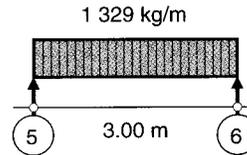
Diseño de trabes

TRABES DE AZOTEA

Trabe 2(A-D)

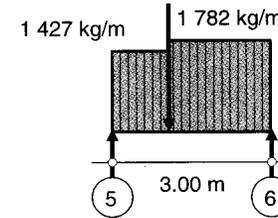


Trabe C (5-6)

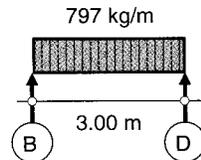


TRABES DE ENTREPISO

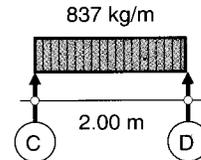
Trabe 4 (B-D)



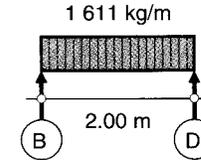
Trabe 4 (B-D)



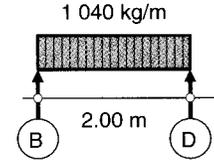
Trabe 5 (C-D)



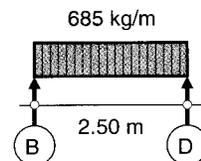
Trabe 5 (C-D)



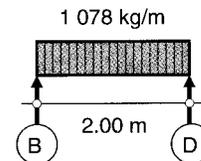
Trabe D (5-5')



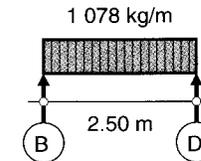
Trabe B (2-4)



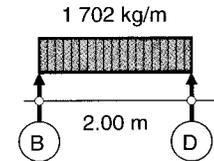
Trabe D (5-5')



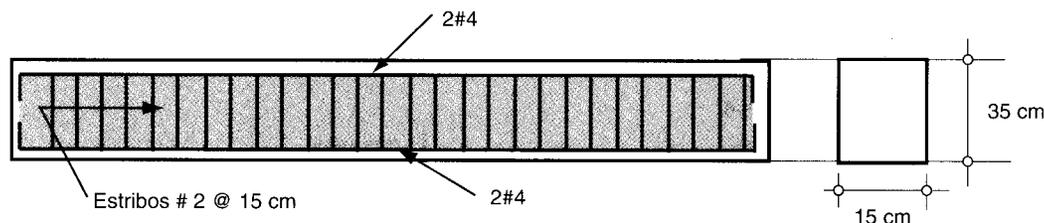
Trabe 2 (A-B)



Trabe C (4-5)



Propuesta de trabe tipo mínima y cálculo de sus acciones resistentes



Se propone la siguiente trabe tipo:

- $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$;
- $f_c^* = 0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$;
- $f_c''' = 0.85 f_c^* = 170 \text{ kg/cm}^2$;
- $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$ (acero longitudinal);
- $f_y = 2\ 530 \text{ kg/cm}^2$ (acero de estribos).

Peralte efectivo:

(considerando $r = 4 \text{ cm}$): $d = 35 - 4 = 31 \text{ cm}$

Cálculo de resistencia por flexión.

Revisión de área de acero longitudinal:

Según las Normas Técnicas Complementarias del RCDF:

$$A_{s \text{ mín}} \leq A_s \leq A_{s \text{ máx}}$$

Para simplificar esta revisión, se emplea la cuantía de acero y los valores de cuantía máxima y mínima de la tabla 5.5:

$$p_{\text{mín}} \leq p \leq p_{\text{máx}}$$

Para la viga tipo mínima:

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{2 \times 1.27}{15 \times 31} = 0.00546$$

como:

$$p = 0.00546 \left| \begin{matrix} p_{\text{máx}}=0.0182 \\ p_{\text{mín}}=0.0026 \end{matrix} \right. \text{ (ok)}$$

(La cuantía, y en consecuencia, el área longitudinal de acero, están entre los límites admisibles).

Cálculo del momento resistente

$$q = \frac{f_y}{f'_c} p = \frac{4\ 200}{170} \times 0.00546 = 0.135$$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1-0.5q) = 0.9 \times 2.54 \times 4\ 200 \times 31 (1-0.5 \times 0.135)$$

$$M_R = 277\ 547 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_R = 2\ 775 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo de resistencia por cortante

Revisión del área de acero transversal:

Según las Normas Técnicas Complementarias del RCDF:

$$A_v \geq A_{v \text{ mín}}$$

Como se proponen estribos de dos ramas:

$$A_v = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2$$

y el área de acero transversal mínima es:

$$A_{v\text{mín}} = 0.30 \sqrt{f_c} \frac{bS}{f_y}$$

$$= 0.30 \sqrt{200} \frac{15 \times 15}{2\,530} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Como $A_v = 0.64 \text{ cm}^2 > 0.38 \text{ cm}^2$, el acero transversal cumple la condición reglamentaria.

Por otro lado, debido a que la separación propuesta de estribos es 15 cm, se cumple con la condición reglamentaria:

$$S = 15 \text{ cm} \left| \begin{array}{l} S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = 15.5 \text{ cm} \\ S_{\text{mín}} = 6 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ (ok)}$$

Para calcular la resistencia a la fuerza cortante V_R , se aplica la siguiente expresión:

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

donde:

V_{CR} = Contribución del concreto y su armado longitudinal de tensión (kg).

V_{SR} = Contribución de los estribos (kg).

Cálculo de V_{CR}

Cuantía de acero a tensión:

$$p = \frac{2.54}{15 \times 31} = 0.00546 < 0.015$$

$$V_{CR} = FRbd(0.2 + 20p)\sqrt{f_c}$$

$$= 0.8 \times 15 \times 31(0.2 + 20 \times 0.00546)\sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 1\,627 \text{ kg}$$

Cálculo de V_{SR}

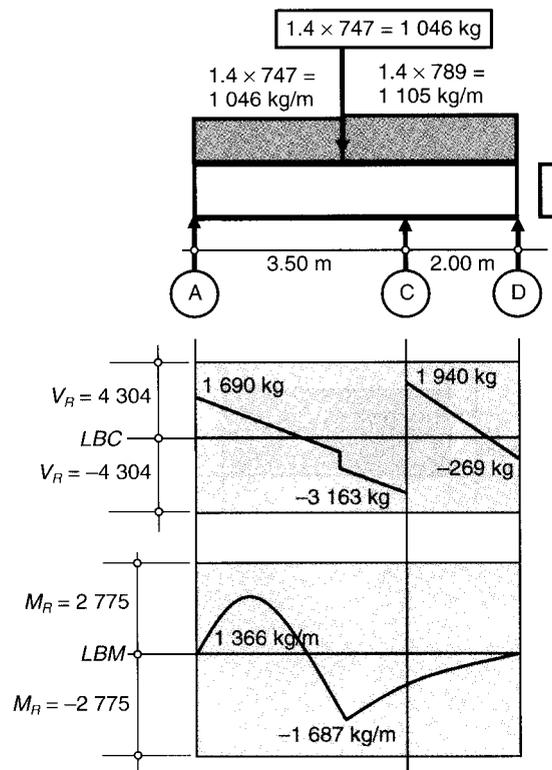
$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S} = \frac{0.8 \times 0.64 \times 2\,530 \times 31}{15}$$

$$V_{SR} = 2\,677 \text{ kg}$$

Cortante resistente total V_R

$$V_R = 1\,627 + 2\,677 = 4\,304 \text{ kg}$$

Comparación de acciones últimas con las acciones resistentes de traves del proyecto (azotea)



TRABE 2 (A-D)

Es posible observar, al superponer los diagramas, que tanto los cortantes como los momentos resistentes son mayores que las respectivas acciones últimas. Por lo tanto, la trabe tipo mínimo se aceptará para esta viga.

NOTA 1: El diagrama de cortantes resistentes tiene ambos signos porque se trata de estribos verticales, que resisten tanto cortantes positivos como negativos.

NOTA 2: El diagrama de momentos resistentes tiene ambos signos, porque la trabe tiene refuerzo tanto en el lecho superior como en el inferior.

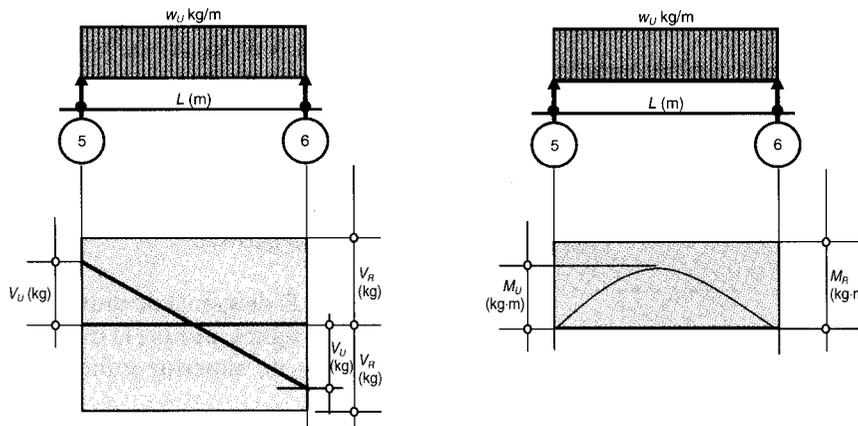
Trabes simplemente apoyadas (azotea)

Para las trabes simplemente apoyadas, es posible elaborar la siguiente tabla de comparación de efectos últimos con los efectos resistentes:

Es importante recordar que $M_R = \pm 2\ 775\text{ kg}\cdot\text{m}$ y que $V_R = \pm 4\ 304\text{ kg}$.

TRABE	M_U	V_U	COMPARACIÓN
4(B-D)	1 255	1 673	$M_R > M_U; V_R > V_U$ (Se empleará trabe tipo)
5(C-D)	586	1 172	$M_R > M_U; V_R > V_U$ (Se empleará trabe tipo)
B(2-4)	749	1 199	$M_R > M_U; V_R > V_U$ (Se empleará trabe tipo)
C(5-6)	3 721	3 721	$M_R < M_U; V_R > V_U$ (Se reforzará por flexión)
D(5-5')	751	1 509	$M_R > M_U; V_R > V_U$ (Se empleará trabe tipo)

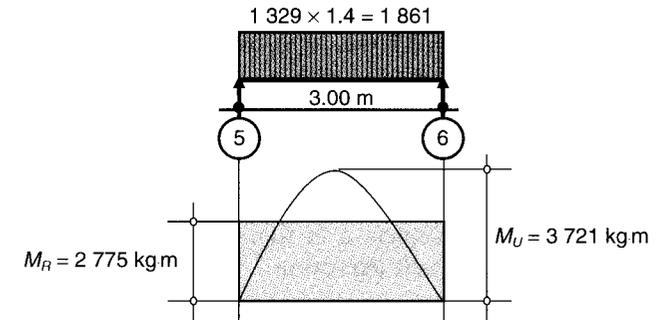
Excepto en la trabe C (5-6) azotea, la superposición de diagramas da el siguiente resultado:



Refuerzo adicional para la trabe C (5-6) azotea

Como en este caso, el momento resistente no basta para resistir el momento último máximo de la viga, se deberán agregar bastones que cubran la diferencia:

TRABE C (5-6)



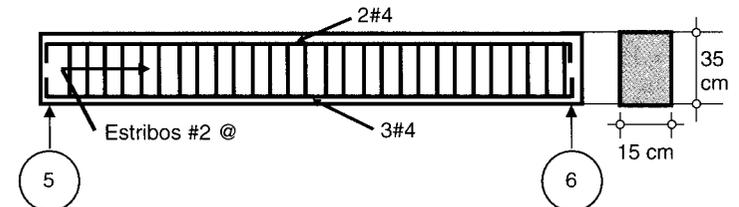
El área de bastones requerida es:

$$A_s = \frac{(3721 - 2\ 775) \times 100}{0.9 \times 4\ 200 \times 0.9 \times 31} = 0.89\text{ cm}^2$$

(Con un bastón del # 4, cuya área de acero $a_s = 1.27\text{ cm}^2 > 0.89\text{ cm}^2$, se satisface la condición $M_R \geq M_U$).

NOTA: Se multiplicó por 100 la diferencia de momentos para transformarla a kg·cm y homogeneizar la ecuación en unidades.

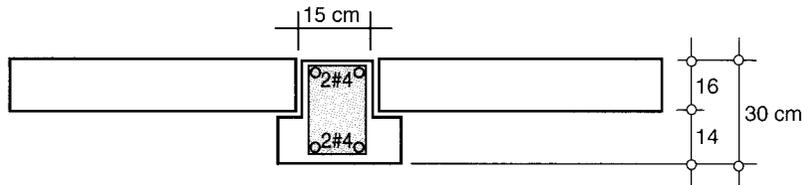
Armado de la trabe C (5-6) azotea



Diseño de traves de entrepiso

Criterio de solución

En el caso de traves de entrepiso, existen limitaciones en cuanto al peralte debido al espesor del sistema de piso a base de vigueta y bovedilla. Dicho espesor es de 16 cm. Por lo anterior, se establecerán dimensiones máximas de la sección de las vigas de entrepiso de acuerdo con la siguiente figura:



El resto del diseño se realizará de manera similar al aplicado en las traves de azotea.

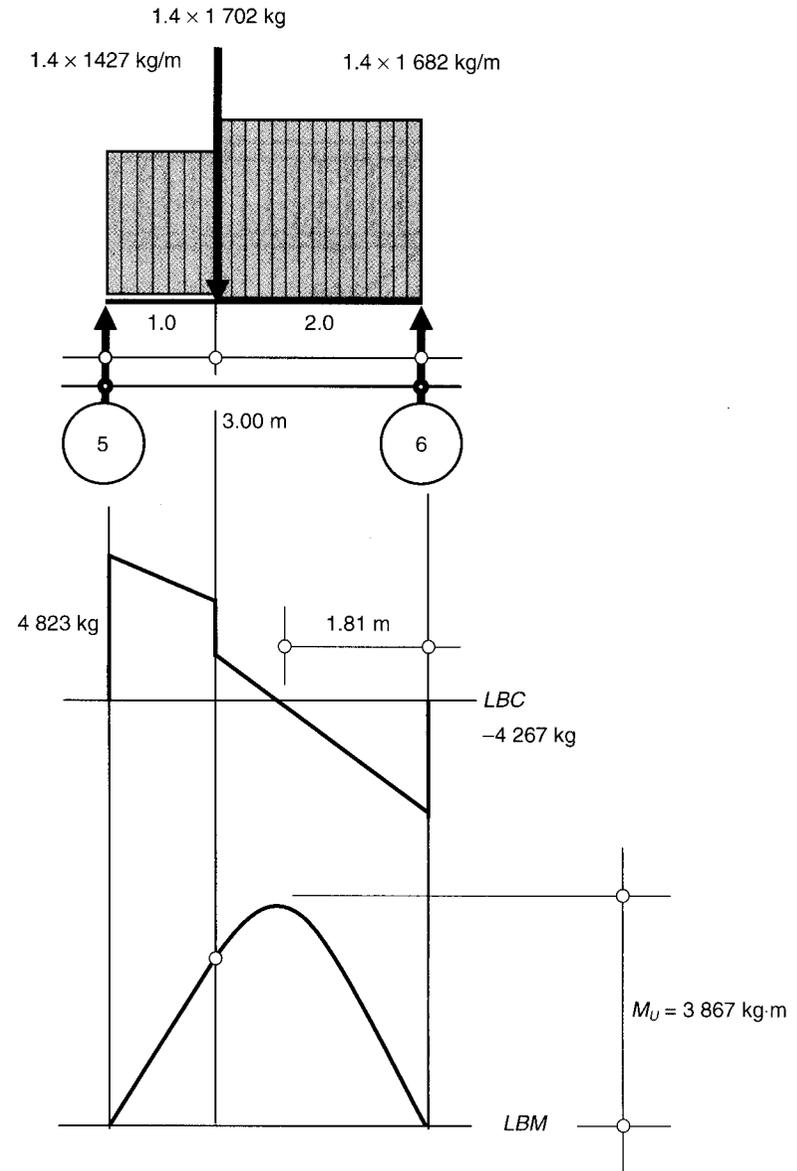
Análisis estructural de traves de entrepiso

TRABE	CARGA (kg/m)	CLARO (m)	M_U (kg m)	V_U (kg)
4(B-D)	(Ver cálculo aparte)			
5(C-D)	1 611	2.00	1 128	2 255
2(A-B)	1 078	2.50	1 179	1 887
G(4-5)	1 702	2.00	1 191	2 383
D(5-5')	1 040	2.00	728	1 456

Expresiones empleadas:

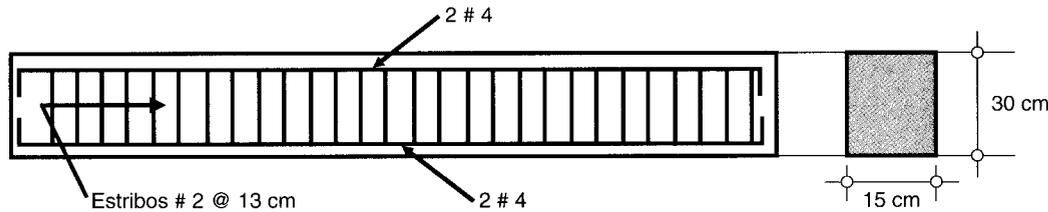
$$M_U = \frac{1.4WL^2}{8}; V_U = \frac{1.4WL}{2}$$

Cálculo de elementos mecánicos de trabe 4 (B-D)



Propuesta de trabe tipo mínima y cálculo de sus acciones resistentes (ENTREPISO)

Se propone la siguiente trabe tipo:



$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 170 \text{ kg/cm}^2;$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (acero longitudinal)}$$

$$f_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (acero de estribos).}$$

Peralte efectivo:

$$\text{(considerando } r = 4 \text{ cm): } d = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

Cálculo de resistencia por flexión.

Revisión de área de acero longitudinal:

Según las Normas Técnicas Complementarias del RCDF:

$$A_{s \text{ mín}} \leq A_s \leq A_{s \text{ máx}}$$

Para simplificar esta revisión, se pueden emplear la cuantía de acero y los valores de cuantía máxima y mínima de la tabla 5.5:

$$p_{\text{mín}} \leq p \leq p_{\text{máx}}$$

Para la viga tipo mínima:

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{2 \times 1.27}{15 \times 26} = 0.0065$$

como:

$$p = 0.0065 \left[\begin{array}{l} p_{\text{máx}}=0.0182 \\ p_{\text{mín}}=0.0026 \end{array} \right] \text{ (ok)}$$

(La cuantía, y en consecuencia, el área longitudinal de acero, están entre los límites admisibles).

Cálculo del momento resistente

$$q = \frac{f_y}{f_c''} p = \frac{4\,200}{170} \times 0.0065 = 0.16$$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \\ = 0.9 \times 2.54 \times 4\,200 \times 26 (1 - 0.5 \times 0.16)$$

$$M_R = 229\,661 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_R = 2\,297 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Cálculo de resistencia por cortante

Revisión del área de acero transversal:

Según las Normas Técnicas Complementarias del RCDF:

$$A_v \geq A_{v \text{ mín}}$$

Como se proponen estribos de dos ramas:

$$A_v = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2$$

y el área de acero transversal mínima es:

$$A_{v\min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{bS}{f_y} \quad (2.22) \text{ NTC}_{\text{concreto}}$$

$$= 0.30 \sqrt{200} \frac{15 \times 13}{2530} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Como $A_v = 0.64 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2$, el acero transversal cumple la condición reglamentaria.

Por otro lado, como la separación propuesta de estribos es 13 cm, se cumple con la condición reglamentaria:

$$S = 13 \text{ cm} \begin{cases} S_{\max} = \frac{d}{2} = 13 \text{ cm} \\ S_{\min} = 6 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{ok})$$

Para calcular la resistencia a la fuerza cortante $V_{R'}$ se aplicará la siguiente expresión:

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

donde:

V_{CR} = Contribución del concreto y su armado longitudinal de tensión (kg).

V_{SR} = Contribución de los estribos (kg).

Cálculo de V_{CR}

Cuantía de acero a tensión:

$$\rho = \frac{2.54}{15 \times 26} = 0.0065 < 0.015$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.8 \times 15 \times 26 (0.2 + 20 \times 0.0065) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 1456 \text{ kg}$$

Cálculo de V_{SR}

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S} = \frac{0.8 \times 0.64 \times 2530 \times 26}{13}$$

$$V_{SR} = 2590 \text{ kg}$$

Cortante resistente total V_R

$$V_R = 1456 + 2590 = 4217 \text{ kg}$$

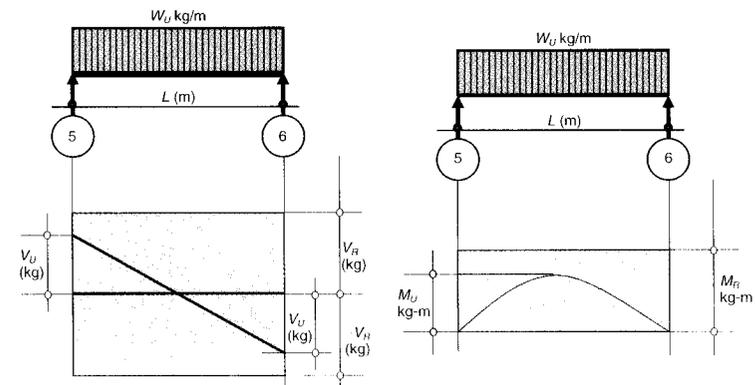
Comparación de acciones últimas con las acciones resistentes de trabes del proyecto (entrepiso)

Para las trabes simplemente apoyadas, es posible elaborar la siguiente tabla de comparación de efectos últimos con los efectos resistentes:

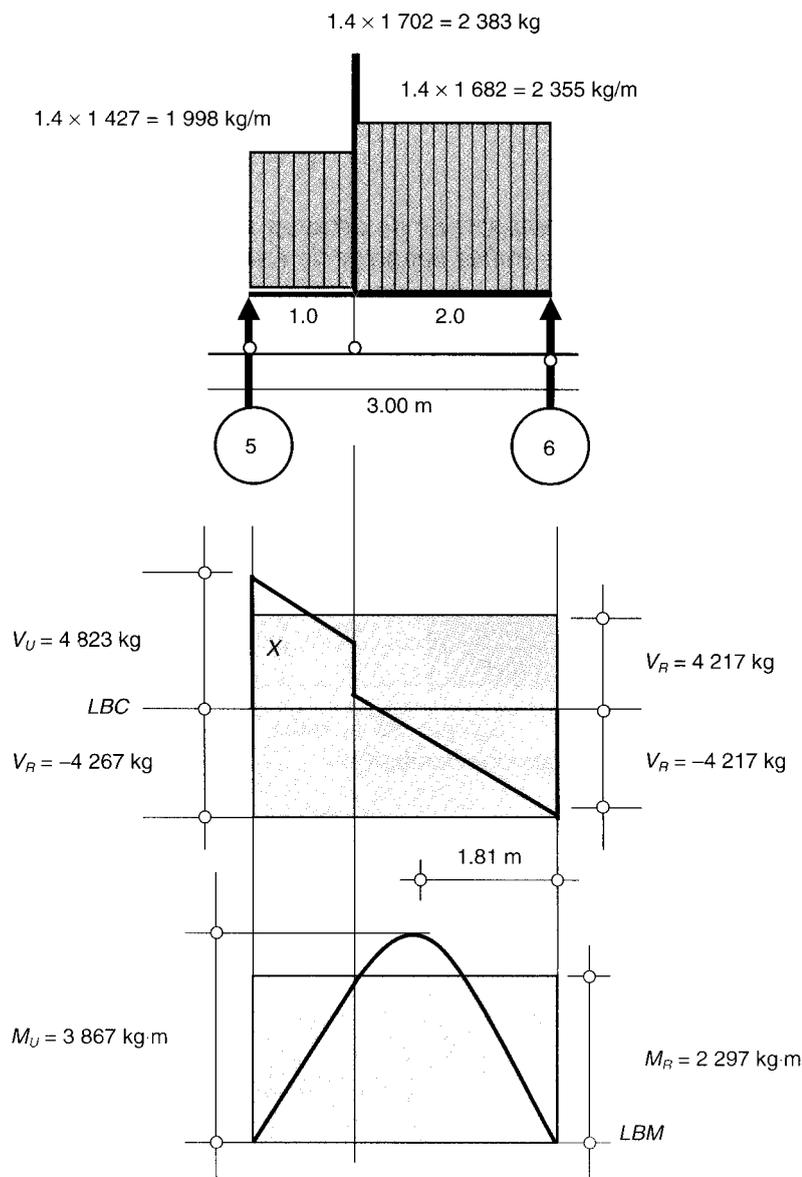
Es importante recordar que $M_R = \pm 2297 \text{ kg-m}$ y que $V_R = \pm 4217 \text{ kg}$.

TRABE	M_U	V_U	COMPARACIÓN
4(B-D)	3867	(izq) 4823 (der) 4267	$M_R < M_U$; $V_R < V_U$ (Se reforzará por flexión y cortante)
5(C-D)	1128	2255	$M_R > M_U$; $V_R > V_U$ (Se empleará trabe tipo)
2(A-B)	1179	1887	$M_R > M_U$; $V_R > V_U$ (Se empleará trabe tipo)
C(4-5)	1191	2383	$M_R > M_U$; $V_R > V_U$ (Se empleará trabe tipo)
D(5-5')	728	1456	$M_R > M_U$; $V_R > V_U$ (Se empleará trabe tipo)

Excepto en la trabe 4 (B-D), la superposición de diagramas da el siguiente resultado:



Diseño de trabe 4 (B-D) entrepiso



Al superponer los diagramas de cortante y momento, resistentes y últimos, se observa que las resistencias respectivas no bastan para soportar las acciones últimas:

Refuerzo por flexión adicional para trabe 4 (B-D) entrepiso

Observe que se requieren bastones adicionales para cubrir la diferencia de momentos; dicha área de acero vale:

$$A_s = \frac{(3867 - 2297) \times 100}{0.9 \times 4200 \times 0.9 \times 26} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Se empleará un bastón #5, cuya área es $A_s = 1.98 \text{ cm}^2 > 1.77 \text{ cm}^2$. Este bastón se dispondrá a todo lo largo de la viga para simplificar el diseño por cortante.

Refuerzo por cortante adicional para trabe 4 (B-D) entrepiso

La separación de estribos se reducirá para poder cubrir la diferencia entre los cortantes último y resistente del lado izquierdo de la viga. Para el lado derecho, se observa que la diferencia es muy pequeña para considerarla.

Contribución V_{CR} del concreto:

La cuantía de acero a tensión de la viga vale (considerando 2#4 + 1#5):

$$p = \frac{2 \times 1.27 + 1.98}{15 \times 26} = 0.0116 < 0.015$$

$$p = 0.0116 \left\{ \begin{array}{l} p_{\text{máx}} = 0.0182 \\ p_{\text{mín}} = 0.0026 \end{array} \right. \text{ (ok)}$$

Como la cuantía es menor que 0.015, la contribución V_{CR} del concreto vale:

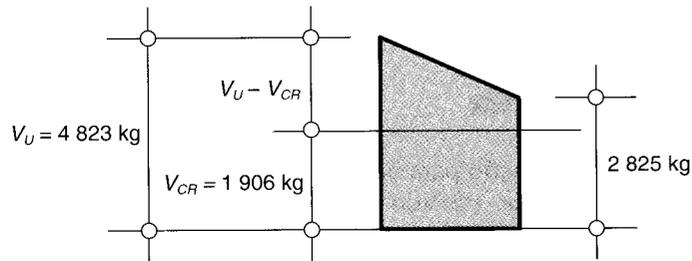
$$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 26(0.2 + 20 \times 0.0116)\sqrt{200}$$

$$= 1906 \text{ kg}$$

La separación de estribos para soportar la diferencia ($4\ 823 - 1\ 906$) = $2\ 917$ kg equivale a:

$$s = \frac{0.8 \times 0.64 \times 2\ 530 \times 26}{2\ 917} = 11.5 \rightarrow 11 \text{ cm}$$

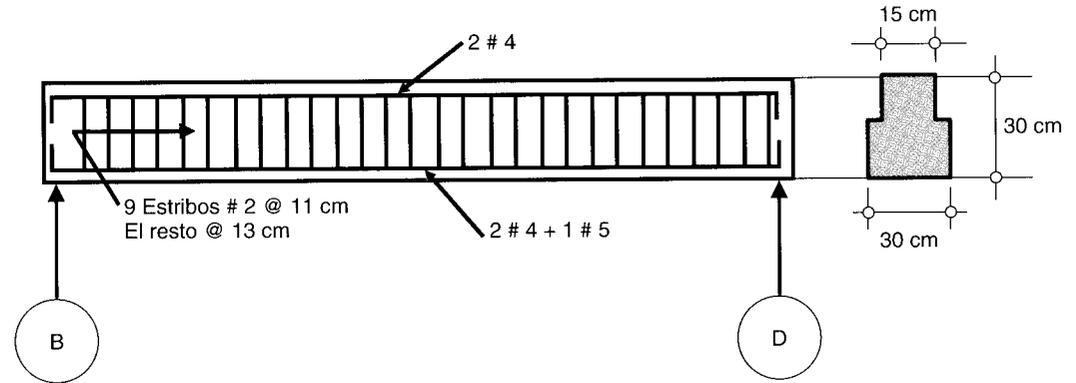
Los estribos @ 11 cm sólo son necesarios hasta una distancia X (ver la siguiente figura):



Observe que los estribos calculados @ 11 cm se requieren a todo lo largo de la distancia $X = 1.00$ m, de donde la cantidad de estribos necesaria es:

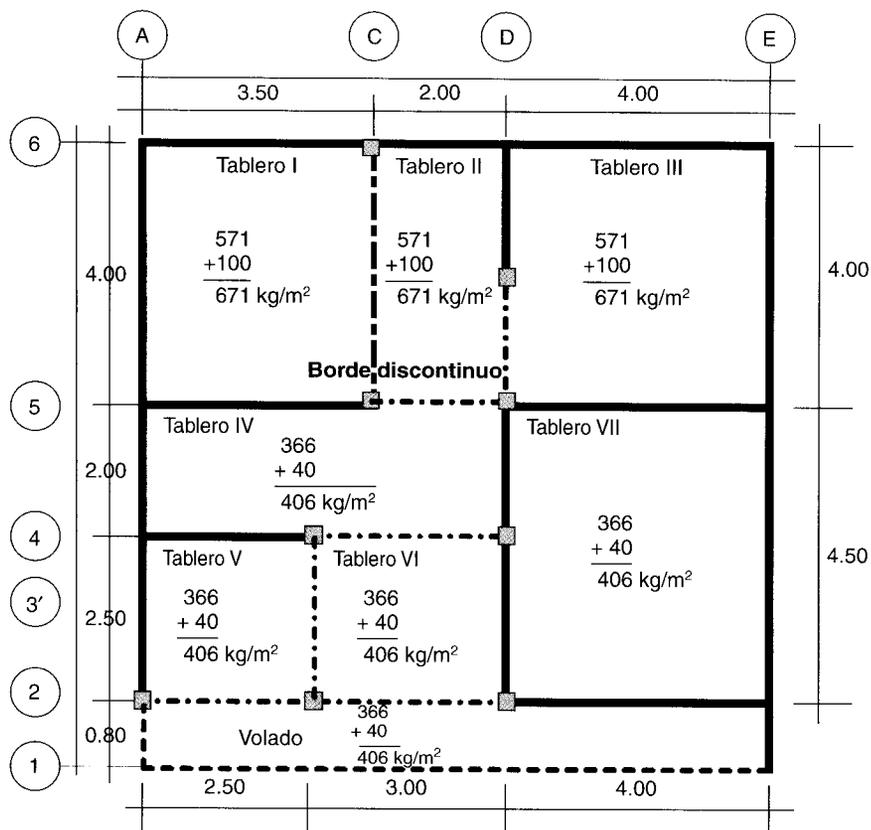
$$\text{Cantidad} = \frac{100}{11} = 9 \text{ estribos}$$

Armado de la trabe 4 (B-D) entrepiso

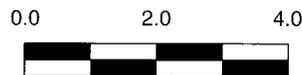


Diseño de losa de azotea

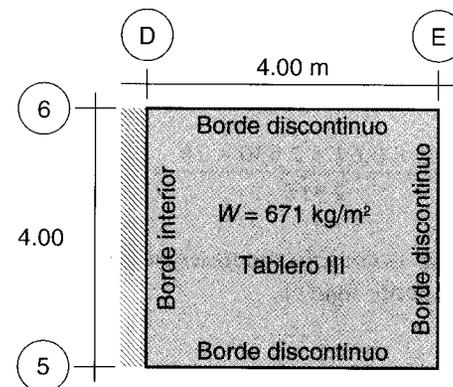
Diseño de losa compuesta por tableros apoyados perimetralmente:



ESTRUCTURACIÓN AZOTEA



Características del tablero (tablero III) con el que se establecerá el peralte:



Cálculo del peralte

El peralte necesario para omitir el cálculo de deflexiones lo obtendremos, de acuerdo a las NTC, dividiendo entre 250 el perímetro del tablero más desfavorable. Se incrementará en 25% la longitud de los lados discontinuos. Además, el peralte obtenido se deberá afectar por el factor $0.032 \sqrt[3]{f_s W}$, expresión en la cual f_s es un esfuerzo admisible que puede ser considerado como $0.6f_y$ y W es la carga de servicio.

Para este caso:

$$0.032 \sqrt[3]{f_s W} = 0.032 \sqrt[3]{0.6 \times 4200 \times 671} = 1.15$$

el peralte valdrá, entonces:

$$d = \frac{(400 + 400 + 400) \times 1.25 + 400}{250} \times 1.15 = 8.7 \text{ cm} \rightarrow 9.0 \text{ cm}$$

El peralte total h valdrá:

$$h = 9.0 + 2.0 = 11 \text{ cm}$$

FIGURA 6.2 Planta de la azotea.

COEFICIENTES DE MOMENTOS

(La losa está colada monolíticamente con sus apoyos, caso I).

TABLERO	a_1 (m)	a_2 (m)	$\frac{a_1}{a_2}$	TIPO DE TABLERO	Momento	COEFICIENTES	
						DIRECCIÓN CORTA	DIRECCIÓN LARGA
I	3.50	4.00	0.875 → 0.9	Extremo, lado largo continuo	$M(-)$ bordes continuos $M(-)$ Bordes discontinuos M Positivo	650 250 490	- 220 430
II	2.00	4.00	0.50	De borde, lado corto discontinuo (1)	$M(-)$ bordes continuos $M(-)$ Bordes discontinuos M Positivo	568 - 329	409 258 142
III	4.00	4.00	1.00	Extremo, lado largo continuo	$M(-)$ bordes continuos $M(-)$ Bordes discontinuos M Positivo	570 220 430	- 220 430
IV	2.00	5.50	0.36 → 0	Esquina, dos lados adyacentes discontinuos	$M(-)$ bordes continuos $M(-)$ Bordes discontinuos M Positivo	1 060 651 751	600 326 191
V	2.50	2.50	1.00	Esquina, dos lados adyacentes discontinuos	$M(-)$ bordes continuos $M(-)$ Bordes discontinuos M Positivo	324 190 137	324 190 137
VI	2.50	3.00	0.83 → 0.85 (2)	De borde, lado largo discontinuo	$M(-)$ bordes continuos $M(-)$ Bordes discontinuos M Positivo	372 235 183	363 - 135
VII	4.00	4.50	0.88 → 0.9	Extremo, lado largo continuo	$M(-)$ bordes continuos $M(-)$ Bordes discontinuos M Positivo	650 250 490	- 220 430
VOLADO	0.80						

(1) Se considerará el tablero de este tipo porque no está contemplado en la tabla que las NTC proporcionan.

(2) Se interpoló linealmente.

Cálculo de momentos

A continuación se presenta el cálculo de los momentos últimos por unidad de ancho en las franjas centrales de cada tablero.

TABLERO	a_1 (m)	W (kg/m ²)	$M_u = \frac{1.4 W a_1^2}{1000} \times \text{coeficiente}$
I	3.50	671	$1.15 \times \text{coeficiente}$
II	2.00	671	$0.375 \times \text{coeficiente}$
III	4.00	671	$1.50 \times \text{coeficiente}$
IV	2.00	406	$0.227 \times \text{coeficiente}$
V	2.50	406	$0.355 \times \text{coeficiente}$
VI	2.50	406	$0.355 \times \text{coeficiente}$
VII	4.00	406	$0.91 \times \text{coeficiente}$
VOLADO	0.80	406	$M_u = 0.5 W a_1^2$

(1) Lado largo continuo (2) Lado corto discontinuo (3) Lado largo discontinuo

El momento en el volado se calcula mediante:

$$M_u = \frac{WL^2}{2} = \frac{406 \times 0.8^2}{2} = 130 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

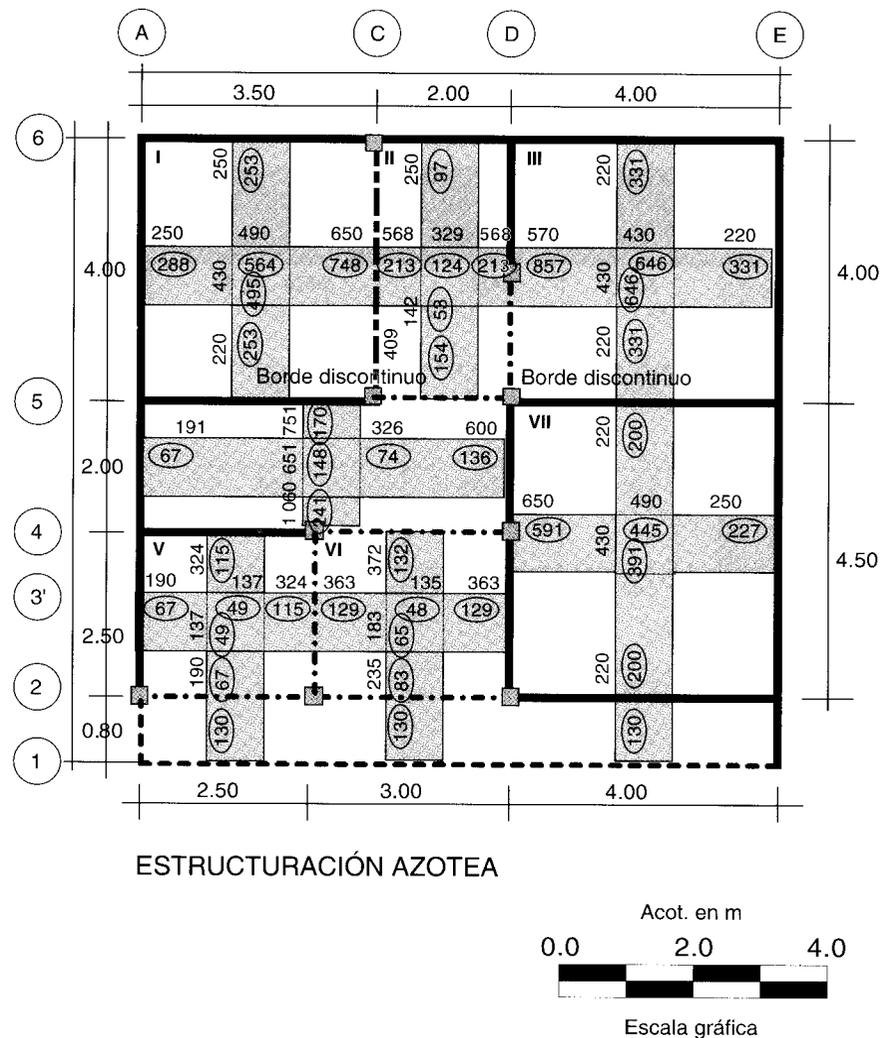
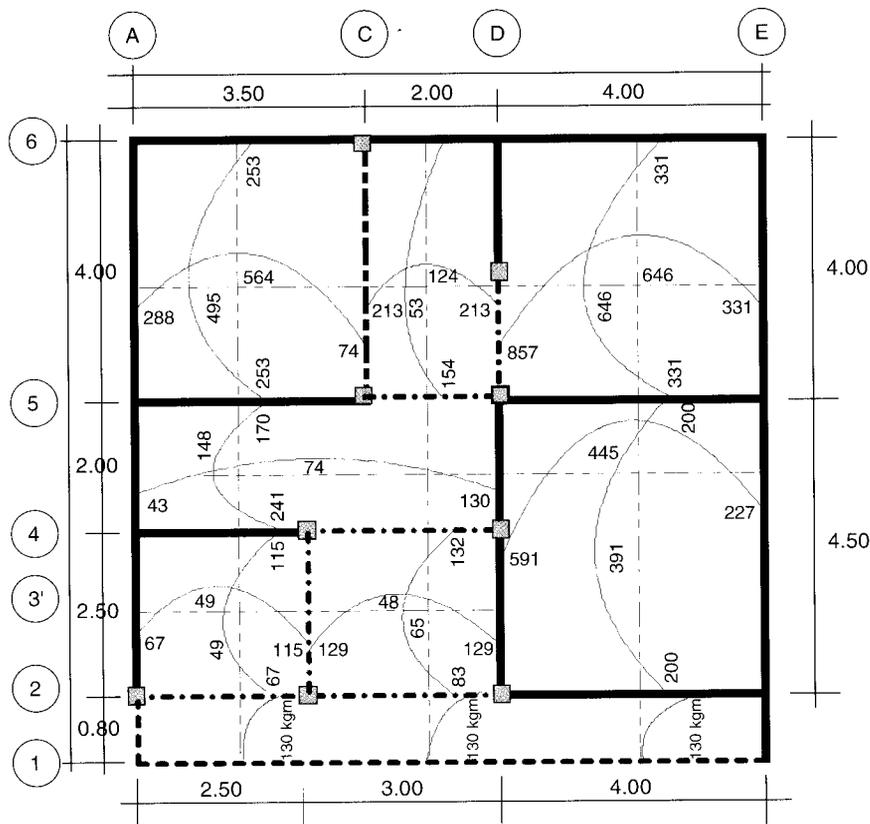


FIGURA 6.3 Coeficientes para cálculo de momentos flexionantes en franjas centrales de tableros de losa. Los valores de momento flexionante están rodeados.



ESTRUCTURACIÓN AZOTEA



FIGURA 6.4 Momentos flexionantes últimos en franjas centrales de tableros de azotea.

Armado de la losa

A continuación se establecerá el armado mínimo reglamentario que corresponde a una cuantía igual a 0.003 (por ser elementos expuestos a la intemperie) y a una separación máxima equivalente a 3.5 veces el peralte total h de la losa:

Área de acero mínima por cambios volumétricos:

$$A_{s \text{ min}} = 0.003 \, b d = 0.003 \times 100 \times 10.6 = 3.2 \text{ cm}^2$$

Separación máxima por cambios volumétricos, considerando varilla #3:

$$S_{\text{máx}} = \frac{a_s}{A_s} \times 100 = 0.71/3.2 \times 100 = 71/3.2 \\ = 21.2 \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Separación máxima $S_{\text{máx}} = 3.5 \, h = 3.5 \times 9 = 32 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

Se propone una separación de 20 cm en ambas direcciones.

El momento resistente de una parrilla de 20×20 con dobleces de varilla de tal modo que ésta se localice en zona de tensión:

Al emplear la ecuación aproximada con un valor de $j = 0.9$:

$$A_s = \frac{100}{S} \times a_s$$

$$= 100/20 \times 0.71 = 71/20 = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$M_R = F_R \, A_s \, f_y \, j d = 0.9 \times 3.55 \times 4 \, 200 \times 0.9 \times 9 = 108 \, 694 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

El momento resistente de la parrilla equivale a:

$$M_R = 1 \, 085 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Este valor es mayor que todos los momentos últimos de la losa.

Revisión por cortante del peralte obtenido

Cálculo del cortante último

Debido a que hay bordes continuos y discontinuos se incrementará 15% el cortante:

$$V_U = 1.4 \left(\frac{4.0}{2} - 0.09 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{4.0}{5.0} \right) \times 677 \times 1.15$$

$$= 1\,135 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante resistente

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 9 \sqrt{200}$$

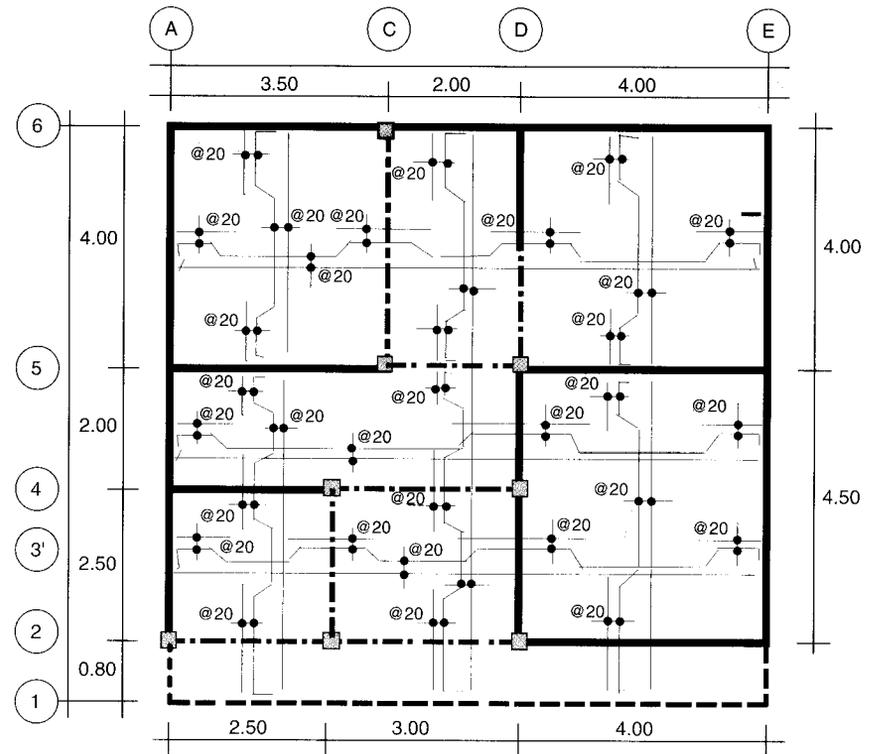
$$= 5\,091 \text{ kg}$$

como $5\,091 \text{ kg} > 1\,135 \text{ kg}$

($V_R > V_U \therefore$ el tablero resiste la fuerza cortante).

Croquis de armado de losa

En el croquis anexo (figura 6.6) se muestran los detalles de dobleces de la varilla. El armado se representa como si estuviera acostado sobre la cimbra. Esto se hace para apreciar los dobleces que deben realizarse. Observe que se disponen bastones por la parte superior entre cada columpio para compensar la pérdida de acero negativo en los bordes de cada tablero.



ESTRUCTURACIÓN AZOTEA

FIGURA 6.5 Croquis de armado de losa de azotea.

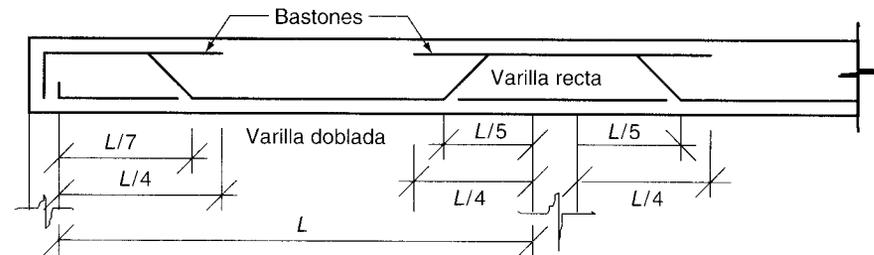
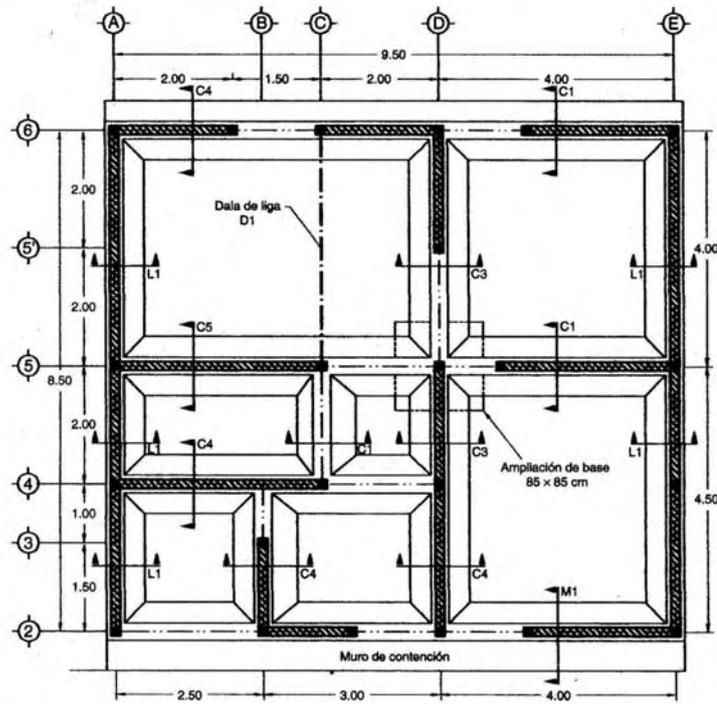
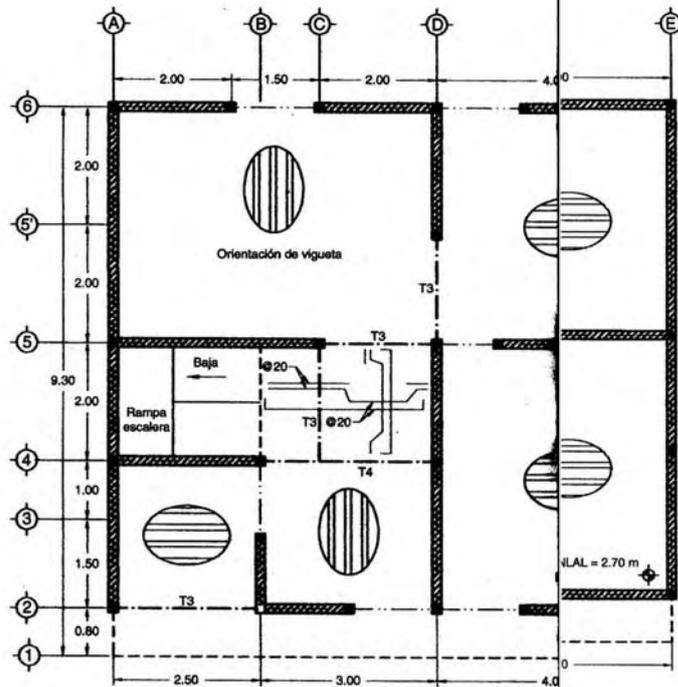


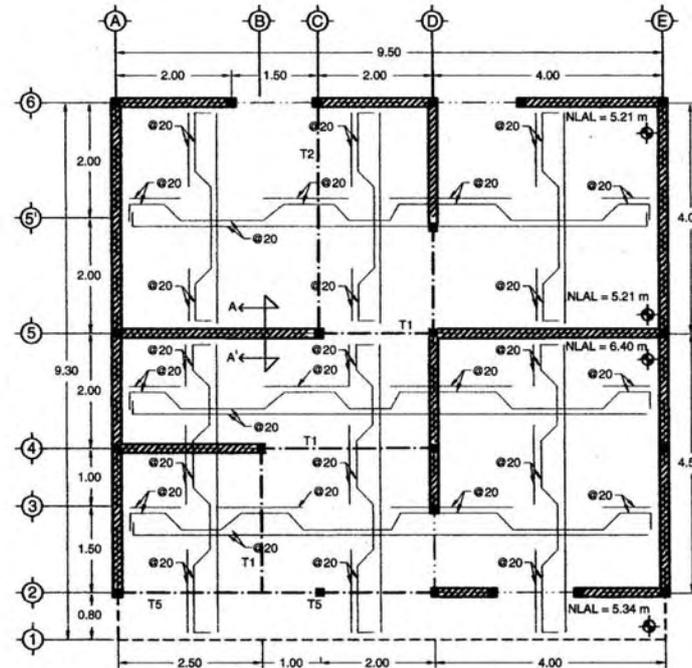
FIGURA 6.6 Detalles de dobleces de varilla en la losa.



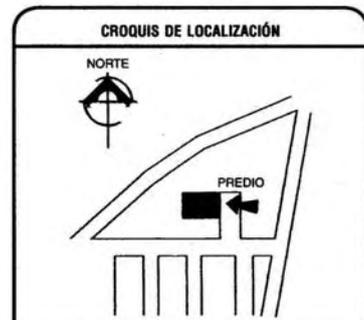
PLANTA DE CIMENTACIÓN Escala 1:50



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL ENTREPISO Escala 1:50



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL AZOTEA Escala 1:50



NOTAS GENERALES

- CONCRETO:**
- Se usará una resistencia $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$, para firmes y planilla.
 - Se usará una resistencia $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$, para dalas de desplante, cornisientos y castillos.
 - Se usará una resistencia $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, para losas, traves, zapatas y columnas.
 - El peso volumétrico en estado fresco será superior a 2 ton/m^3 .
 - El tamaño máximo de agregados será de 2 cm ($3/4"$).
 - El revestimiento del concreto en estado fresco será de entre 10 y 12 cm .
 - El concreto se vaciará en la zona del molde y se compactará con picado, vibrado o apisonado.
 - El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos 3 días si se emplea cemento de resistencia rápida (CPP 30R, CPC 30R) y 7 días si se usa cemento normal.
 - El recubrimiento libre de toda varilla o malla será de 2 cm en castillos y traves, y de 15 cm en losas.
- ACERO DE REFUERZO:**
- Las varillas usadas tendrán un $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 - La malla usada tendrá un $F_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$.
 - Los estribos serán cerrados de una pieza y deberán rimar en una esquina con dobles a 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 cm de largo.
 - En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una varilla longitudinal.
 - Todas las varillas llevarán gancho, excepto los bastones del lecho superior.
 - El traslape de malla será de un cuadro más 5 cm .
 - La varilla puede agruparse formando paquetes máximo de 2 .
 - El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores que impidan su movimiento antes y durante el colado.
- CIMBRA:**
- Permanecerá limpia y húmeda un período mínimo de 1 hora antes del colado.
 - Se cubrirá con aceite quemado como protección y para facilitar el desmoldado.
 - El desmoldado de traves y losas será por lo menos a los 7 días de efectuado el colado y de 2 días para castillos y dalas.

- CIMENTACIÓN:**
- Las zapatas y cimientos de mampostería se desplantarán en capa resistente y nunca sobre material de relleno artificiales.
 - El desplante se hará sobre terreno sano, con resistencia mínima $g = 10 \text{ ton/m}^2$.
 - Los castillos se enclavarán a los cimientos al menos 40 cm .
 - El relleno se compacta en capas de 20 cm con humedad óptima.

- NOTAS:**
- Rectifíquense todas las cotas y ejes con sus correspondientes en los planos arquitectónicos y en la obra.
 - Todas las cotas y dimensiones están indicadas en cm, excepto las dimensiones indicadas en otra unidad.
 - En todas las traves y losas cuyo claro sea mayor o igual a 400 cm , se dará una contraflecha al centro del claro igual a $L/400$.
 - Se recomienda usar malla electrosoldada $6 \times 6 - 10/10$ en lecho alto de firmes de 9 cm de espesor.
 - No tomar medidas a escala.

CASA HABITACIÓN PLANO ESTRUCTURAL

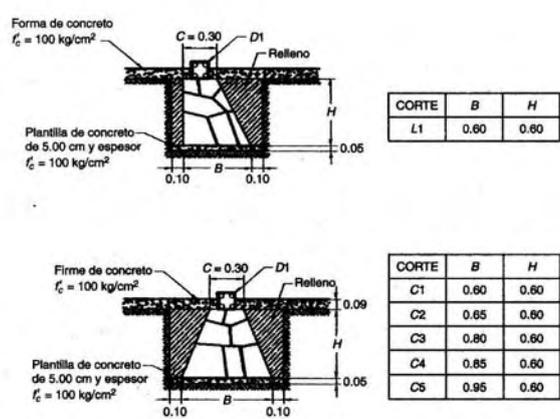
PROPIETARIO:
(NOMBRE DEL PROPIETARIO)

UBICACIÓN:
(UBICACIÓN DEL PREDIO)

PROYECTO: PLANO: E-1

DIBUJO: FECHA:

ESCALA: 1:50 **ACOTACIONES:** m y cm **REVISÓ:**



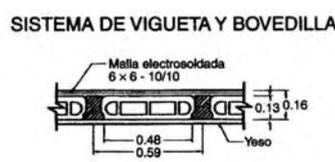
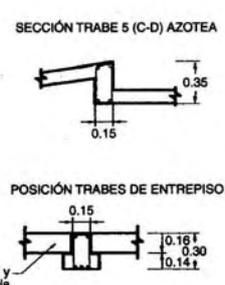
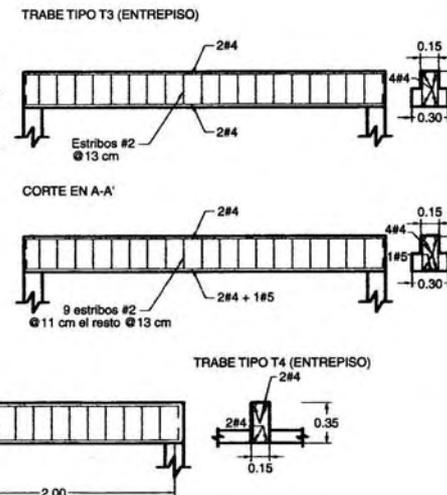
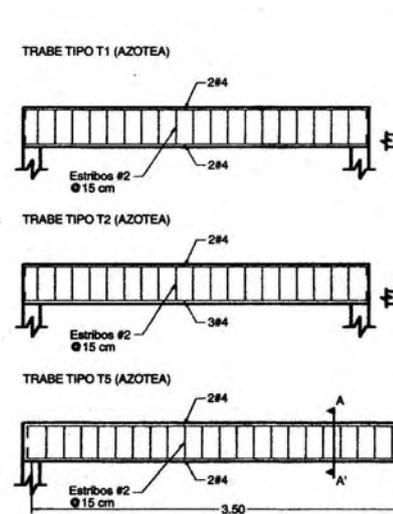
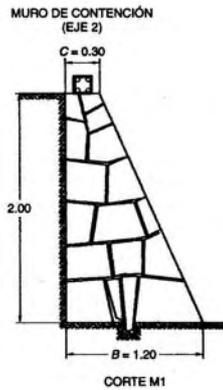
CORTE	B	H
L1	0.60	0.60

CORTE	B	H
C1	0.60	0.60
C2	0.65	0.60
C3	0.80	0.60
C4	0.85	0.60
C6	0.95	0.60

TABLA DE DALAS Y CASTILLOS

TIPO	SECCIÓN	ARMADO	ESTRIBOS
D1	15 x 20	4#3	#2 @ 20
K1	15 x 15	4#3	#2.5 @ 15

EN TODOS LOS NIVELES



- SIMBOLOGÍA**
- Muro de carga abajo del nivel.
 - Muro de carga arriba del nivel.
 - Eje de traves.
 - Ejes de dalas o cimienta.
 - Borde de volado.
 - Castillo o columna que continúa arriba del nivel en que se indica.
 - Castillo o columna que no continúa en el nivel siguiente.
 - NLAL Nivel lecho alto losa.

Apéndices

APÉNDICE 1

Cuantías máximas y mínimas reglamentarias
(NTC_{concreto} 2.2.1 y 2.2.2)

Valores de cuantía máxima y mínima para diversas combinaciones de
acero y concreto.

	RESISTENCIA f_y DEL ACERO	RESISTENCIA A COMPRESIÓN f'_c DEL CONCRETO (kg/cm ²)			
		150	200	250	300
4 200- $p_{máx}$	$P_{MÁX}$		0.014 6	0.018 2	0.021 8
	$P_{MÍN}$		0.002 3	0.002 6	0.002 9
5 000- $p_{mín}$	$P_{MÁX}$		0.011 3	0.014 2	0.017 0
	$P_{MÍN}$		0.002 0	0.002 2	0.002 4
6 000- $p_{máx}$	$P_{MÁX}$		0.008 7	0.010 8	0.013 0
	$P_{MÍN}$		0.001 6	0.001 8	0.002 0

Expresiones utilizadas:

Cuantía máxima:

$$p_{máx} = 0.90 p_b$$

Es decir:

$$p_{máx} = \frac{0.75 f'_c}{f_y} \left(\frac{4\ 800}{f_y + 6\ 000} \right)$$

Cuantía mínima:

$$p_{mín} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

APÉNDICE 2

Diámetros, áreas y pesos de barras redondas

DESIGNACIÓN	DIÁM. (pulg.)	DIÁM. (mm)	ÁREA (cm ²)	PESO (kg/m)
2	1/4	6.4	0.32	0.248
2.5	5/16	7.9	0.49	0.388
3	3/8	9.5	0.71	0.559
4	1/2	12.7	1.27	0.993
5	5/8	15.9	1.98	1.552
6	3/4	19.0	2.85	2.235
7	7/8	22.2	3.88	3.042
8	1	25.4	5.07	3.973
10	1 1/4	31.8	7.92	6.207
12	1 1/2	38.1	11.4	8.938



APÉNDICE 3

Peso volumétrico de materiales de construcción

Piedras naturales

MATERIALES		PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³	
		MÁXIMO	MÍNIMO
Areniscas		2.50	1.80
Basaltos		2.60	2.40
Granito		2.60	2.40
Mármol		2.80	2.50
Pizarras		2.80	2.30
Tapetates	Secos	1.60	0.75
	Saturados	1.90	1.30
Tazonites	Secos	1.20	0.70
	Saturados	1.60	1.10

Piedras artificiales

Concretos y morteros con agregados de peso normal

MATERIALES		PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³	
		MÁXIMO	MÍNIMO
Concreto simple	Clase I	2.3	2.1
	Clase II	2.1	1.9
Concreto reforzado	Clase I	2.4	2.2
	Clase II	2.2	2.0
Mortero de cal y arena		1.8	1.5
Mortero de cemento y arena		2.1	1.9
Tabique de barro hecho a mano		1.5	1.3
Tabique prensado o extruido		2.1	1.6
Bloque de concreto tipo pesado		2.1	1.9
Bloque de concreto tipo intermedio		1.7	1.3
Bloque de concreto tipo ligero		1.3	0.9
Mampostería de piedras naturales		2.5	2.1

Maderas

MATERIALES		PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³	
		MÁXIMO	MÍNIMO
a) PESADAS			
Tropicales (chicozapote, pucté, Ramón)	Seca	1.30	0.85
	Saturada	1.50	1.00
Encino blanco	Seco	1.10	0.65
	Saturado	1.30	0.85
b) MEDIANAS			
Tropicales (pelmax, chacouanate, aguacatillo, tzalam)	Seca	0.95	0.70
	Saturada	1.10	0.80
Encino rojo	Seco	1.00	0.75
	Saturado	0.95	0.65
c) LIVIANAS			
Tropicales (maculis, bari, pask, amapola, primavera, haya, alle)	Seco	0.75	0.45
	Saturado	0.85	0.50
Pino	Seco	0.65	0.50
	Saturado	0.90	0.60
Oyamel, ciprés, sabino, enebro, pinabete	Seco	0.65	0.40
	Saturado	0.75	0.50

Suelos

MATERIALES		PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³	
		MÁXIMO	MÍNIMO
Arena o grava	Seca, suelta	1.7	1.4
	Seca, compacta	1.9	1.6
	Saturada	2.0	1.8
Arcilla típica del valle de México en su condición natural		1.4	1.2
Arcilla seca		1.2	0.9
Limo suelto húmedo		1.3	1.0
Limo compacto húmedo		1.6	1.3
Arcilla con grava	Compactada	1.7	1.4
Relleno compacto	Seco	2.2	1.6
	Saturado	2.3	2.0
Cascajo		1.6	1.2

Recubrimientos (no incluye materiales de unión)

MATERIALES	PESO kg/m ²		
	MÁXIMO	MÍNIMO	
Azulejos	15	10	
Mosaico de pasta	35	25	
Granito o terrazo	20 × 20 cm	45	35
	30 × 30 cm	55	45
	40 × 40 cm	65	55
Loseta asfáltica o vinílica	10	5	
Lámina de asbesto	15	10	
Madera contrachapeada	4	2.5	
Tablero de yeso	14	11	
Tablero de viruta cementada	40	30	
Cielo raso con malla y yeso	60	40	
Plafón acústico	7	4	
Aplanado de cemento	85	50	
Aplanado de yeso	50	30	
Enladrillado	40	30	

Materiales diversos

MATERIALES	PESO VOL. ton/m ³
Vidrio	2.6
Yeso	1.5
Asfalto	1.3
Acero	7.85
Aluminio	2.7

Muros (no incluye el peso de los recubrimientos)

MATERIALES	PESO kg/m ²	
	MÁXIMO	MÍNIMO
Tabique de barro hecho a mano	240	190
Bloque hueco de concreto pesado	210	190
Bloque hueco de concreto ligero	150	130
Tabique de concreto ligero macizo	250	220
Tabique de concreto pesado	310	280
Tablarroca (con hoja de 1.25 cm de yeso ambas caras)	50	40

Apéndice 4

Tabla de coeficientes de momentos para tableros rectangulares, franjas centrales para franjas extremas (multiplíquense los coeficientes por 0.60)

TABLERO	MOMENTO	CLARO	RELACIÓN DE LADOS $m = a_1/a_2$									
			0		0.5		0.55		0.6		0.65	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
INTERIOR TODOS LOS BORDES CONTINUOS 1	Negativo en bordes continuos	Corto	998	1 018	553	565	521	532	489	498	461	468
		Largo	516	544	409	431	400	422	391	412	381	400
	Positivo	Corto	630	668	312	322	290	299	268	276	248	256
		Largo	175	181	139	144	137	142	134	139	132	137
DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO 2	Negativo en bordes continuos	Corto	998	1 018	568	594	537	564	506	533	479	506
		Largo	516	544	409	431	400	422	391	412	382	402
	Negativo en bordes discontinuos	Largo	326	0	258	0	253	0	248	0	242	0
		Positivo	Corto	630	668	329	356	311	331	292	306	266
	Positivo	Largo	179	187	142	149	140	146	137	143	135	142
		Positivo	Corto	751	912	334	336	310	324	285	312	263
DE BORDE UN LADO LARGO DISCONTINUO 3	Negativo en bordes continuos	Corto	1 060	1 143	583	624	549	586	514	548	484	515
		Largo	587	687	465	545	454	529	442	513	427	492
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	651	0	362	0	342	0	321	0	302	0
		Positivo	Corto	751	912	334	336	310	324	285	312	263
	Positivo	Largo	185	200	147	158	145	156	142	153	140	151
		Positivo	Corto	751	912	358	416	332	385	306	354	283
DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS 4	Negativo en bordes continuos	Corto	1 060	1 143	598	653	564	618	530	582	501	551
		Largo	600	713	475	564	465	553	455	541	442	524
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	651	0	362	0	342	0	321	0	299	0
		Largo	326	0	258	0	253	0	248	0	242	0
	Positivo	Corto	751	912	358	416	332	385	306	354	283	326
		Largo	191	212	152	168	149	166	146	163	144	161
AISLADO CUATRO LADOS DISCONTINUOS 5	Negativo en bordes discontinuos	Corto	570	0	550	0	540	0	530	0	500	0
		Largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	Corto	1 100	1 670	830	1 380	815	1 355	800	1 330	760	1 260
		Largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830

Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos. **Caso II.** Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} wa^2$ dan momentos por unidad de ancho. Para el caso I, a_1 y a_2 puede tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.

Apéndice 5

Constantes de cálculo para concreto

El concreto clase I tiene una resistencia a la compresión igual o mayor a 250 kg/cm².

El concreto clase II tiene una resistencia a la compresión menor a 250 kg/cm².

$$f_c^* = 0.8 f_c$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^*$$

$$\text{si } f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c'/1250) f_c^*$$

$$\text{si } f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo a tensión del concreto se determina con la siguiente expresión:

$$\text{Concreto clase I, } f_T = 1.5 \sqrt{f_c'}$$

$$\text{Concreto clase II, } f_T = 1.5 \sqrt{f_c'}$$

E = módulo de elasticidad

f_c' kg/cm ²	f_c^*	f_c''	$\sqrt{f_c'}$	$0.5\sqrt{f_c'}$	$\sqrt{f_c'}$	$0.7\sqrt{f_c'}$	E 8 000 $\sqrt{f_c'}$	E 14 000 $\sqrt{f_c'}$
150	120	102	10.95	5.48	12.25	8.57	97 980	
200	160	136	12.65	6.32	14.14	9.90	113 100	198 000
250	200	170	14.14	7.07	15.81	11.07	126 500	221 400
300	240	204	15.49	7.75	17.32	12.12		242 500
350	280	231	16.73	8.37	18.71	13.10		261 900
400	320	254	17.89	8.94	20.00	14.00		280 000

Apéndice 6

Confinamientos de muros

En la mampostería confinada, los muros están rodeados por elementos de concreto del mismo espesor (castillos y dalas o cadenas). Éstos forman un pequeño marco perimetral que cumple la función de ligar los muros entre sí y de proporcionarles un confinamiento que les garantice un mejor funcionamiento ante sismo (figura A-6).

En la figura A-6 se pueden observar los requerimientos reglamentarios de refuerzo en muros. Pueden mencionarse a continuación;

- a) Castillos.** Deberá colocarse un castillo en cada extremo o intersección de muros y a una separación no mayor que L , de modo que:

$$L \leq 4 \text{ m}$$

$$L \leq 1.5 H$$

Los pretilas y parapeto deberán tener castillos a una separación no mayor de 4 m.

- b) Cadenas.** Deberá colocarse una cadena en todo extremo superior o inferior de un muro a una separación vertical no mayor que 3 m:

$$H \leq 3 \text{ m}$$

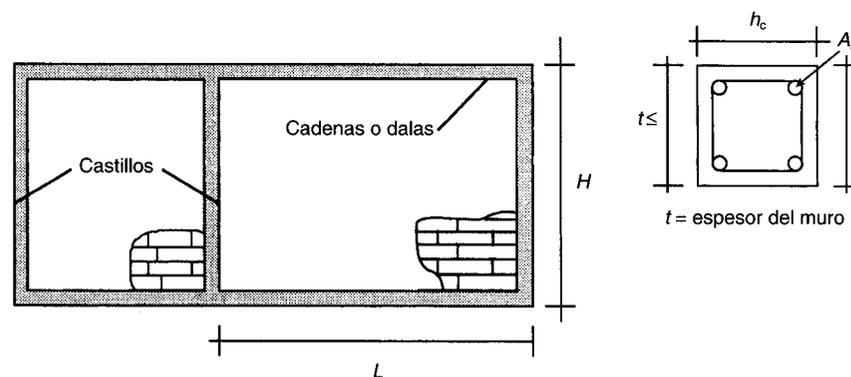


Figura A-6 Requisitos de confinamiento en muros.

Y en la parte superior de pretilas y parapetos cuya altura sea superior a 0.5 m.

- c) **Refuerzo.** Los castillos y cadenas llevarán un refuerzo longitudinal A_s que cumpla:

$$A_s \geq 0.2 = \frac{f'_c}{f_y} t^2$$

Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, "t".

El concreto de castillos y dalas tendrá una resistencia a compresión mínima de 150 kg/cm² (15 Mpa).

En dalas y castillos el refuerzo transversal (estribos cerrados) tendrán un área de acción A_{sc} de al menos

$$A_{sc} = \frac{1\,000s}{f_y h_c}$$

h_c = dimensión de castillo o dala en el plano del muro.

s = separación de estribos, que no excederá de 1.5 t ni 20 cm.

Además, se dispondrán anillos (estribos) de acero del #2 a distancias no mayores que 1.5C1, 1.5C2 o 20 cm.



Apéndice 7

Recomendaciones sobre dimensionamiento y armado

- Los armados deben ser sencillos.
- No debe haber congestionamiento del refuerzo.
- Deben existir recubrimientos adecuados.
- Las barras deben estar bien ancladas.
- Los armados deben contribuir a la ductilidad de la estructura.

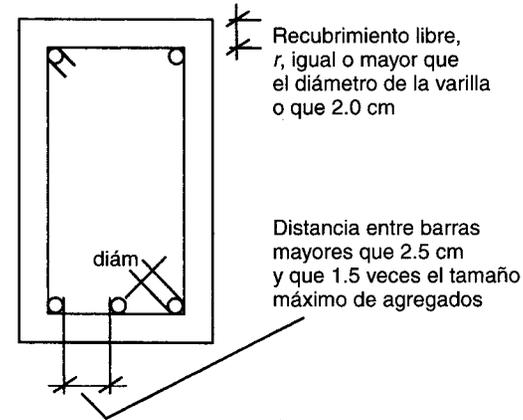


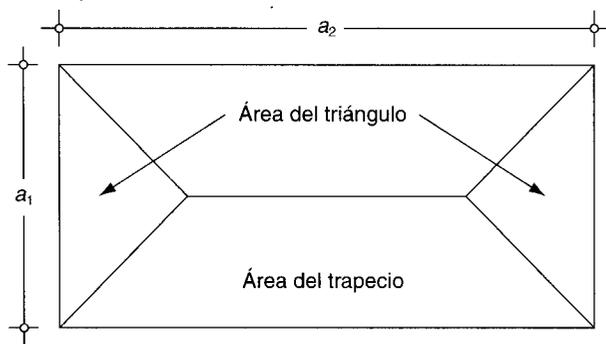
TABLA A.7 Ancho mínimo de vigas (cm) según diámetro y número de varillas.

Varilla #	Número de varillas colocadas en un lecho							
	2	3	4	5	6	7	8	*
4	15.0	18.5	22.5	26.0	30.0	33.5	37.5	4.0
5	15.5	20.0	23.5	28.0	32.0	36.5	40.0	4.0
6	16.0	20.5	25.0	29.5	34.0	38.0	42.5	4.5
7	16.5	22.0	26.0	31.0	35.5	40.5	45.0	5.0
8	17.0	22.5	27.5	32.5	37.5	42.5	47.5	5.0
10	20.0	26.0	32.5	39.0	45.0	51.5	58.5	6.5

*Cantidad por sumar por cada varilla adicional.

Apéndice 8

Deducción de expresiones para transmisión de carga en tableros rectangulares con carga perimetral



Área del trapecio:

$$A_2 = \frac{a_1 a_2}{2} - A_1 = \frac{a_1 a_2}{2} - \frac{a_1^2}{4}$$

$$A_2 = \frac{a_1}{4} (2a_2 - a_1) = \frac{a_1}{4} \left(2a_2 - \frac{a_1 a_2}{a_2} \right)$$

$$A_2 = \frac{a_1 a_2}{2} (2 - m) \quad \text{Donde } m = \frac{a_1}{a_2}$$

Carga uniforme (kg/m) en el sentido corto:

$$\omega_2 = \frac{(\text{Carga por } m^2)(A_1)}{a_1} = \frac{W \left(\frac{a_1^2}{4} \right)}{a_1}$$

$$\omega_1 = \frac{W a_1}{4}$$

Carga uniforme (kg/m) en el sentido largo:

$$\omega_2 = \frac{(\text{Carga por } m^2)(A_2)}{a_2} = \frac{W a_1 a_2}{4 a_2} (2 - m)$$

$$\omega_2 = \frac{W a_1}{4} (2 - m)$$

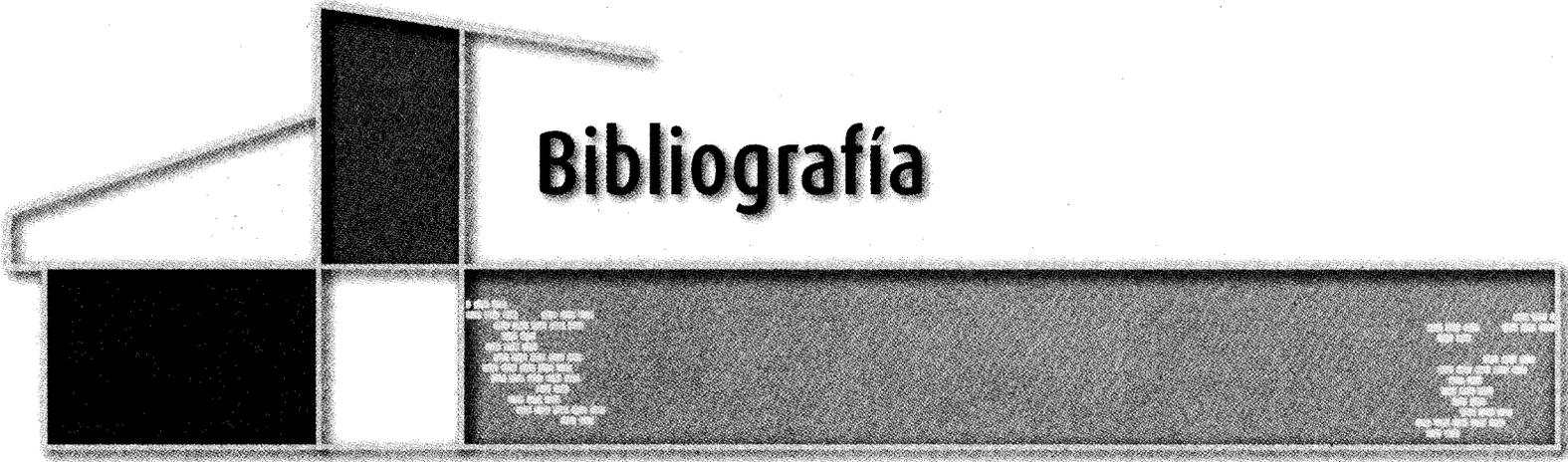
$$\text{Área del triángulo } A_1 = \frac{(a_1) \left(\frac{a_1}{2} \right)}{2} = \frac{a_1^2}{4}$$

Apéndice 9

Tabla anexa de coeficientes para momentos flexionantes en losas (método del RCF)

TABLERO	MOMENTO	CLARO	RELACIÓN DE LADOS $m = a_1/a_2$																							
			0		0.5		0.55		0.6		0.65		0.7		0.75		0.8		0.85		0.9		0.95		1	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
EXTREMO TRES BORDES DISCONTINUOS UN LADO LARGO CONTINUO 6	Negativo en borde continuo	Corto	1 060	1 143	970	1 070	930	1 040	890	1 010	850	975	810	940	770	905	730	870	690	830	650	790	610	750	570	710
		Largo	651	0	370	0	355	0	340	0	325	0	310	0	295	0	280	0	265	0	250	0	235	0	220	0
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		Largo	751	912	730	800	700	780	670	760	640	735	610	710	580	680	550	650	520	625	490	600	460	570	430	540
	Positivo	Corto	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	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	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
EXTREMO TRES BORDES DISCONTINUOS UN LADO CORTO CONTINUO 7	Negativo en borde continuo	Corto	570	0	480	0	450	0	420	0	395	0	370	0	340	0	310	0	290	0	270	0	245	0	220	0
		Largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	1 100	1 670	960	1 060	900	1 005	840	950	785	900	730	850	735	695	740	540	640	600	540	660	485	590	430	520
		Largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540

Los coeficientes corresponden a franjas centrales, para franjas extremas multiplicarlos por 0.6. **Caso I.** Losa colada monolíticamente con sus apoyos. **Caso II.** Losa no colada monolíticamente con sus apoyos. El momento se obtiene multiplicando el coeficiente por 10^{-4} por la carga última y por el claro corto del tablero al cuadrado. $M_R = \text{Coeficiente} \times 10^{-4} w_u a_c^2$. Casos 6 y 7 no contemplados en la tabla de coeficientes del RCF.



Bibliografía

Arnal Simón, L. y M. Betancourt, *Nuevo reglamento de construcciones*, 2a. ed., Trillas, México, 1994.

Bazán, L. y R. Meli, *Manual de diseño sísmico de edificios de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Noriega Limusa, México, 1984.

"Cimentaciones" Capítulo. B. 2.4, *Manual de obras civiles*, Comisión Federal de Electricidad, México, 1981.

"Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", DDF, Series del Instituto de Ingeniería, No. ES-2, México, 1991.

"Diseño estructural de cimentaciones", Capítulo C2. p. 2 *Manual de Obras Civiles*, Comisión Federal de Electricidad, México, 1981.

Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985, Fundación ICA, A. C., Noriega Limusa, México, 1988.

"Edificaciones de mampostería para vivienda", Fundación ICA, A. C. México, 2000.

Flores A. y L. Esteva L, *Análisis y diseño de cimentaciones sobre terreno compresible*, UNAM, Instituto de Ingeniería, publ. No. 258, México, 1970.

Gere G. y S. Timoshenko S., *Mecánica de materiales*, Grupo Editorial Iberoamérica, México, 1986.

González Cuevas O., y Robles O., *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, 3a. ed., Noriega Limusa, México, 1995.

Hudson, D. E., *Reading and Interpreting Strong Motion Accelerograms*, Earthquake Engineering Research Institute, Pasadena, Cal., 1979.

Juárez Badillo A. y Rico A., *Mecánica de suelos*, 2a. ed. Limusa, México, 1979.

Meli R., *"Diseño estructural"*, Noriega Limusa, México, 1991.

Nilson A. y Winter G., *Diseño de estructuras de concreto*, McGraw-Hill, México, 1994.

"Principles of Sismogram Interpretation", *Kinematics, Inc.*, Application note, marzo, 1992.

Resumen de actividades, Fundación ICA, A. C., México, 1992.

Índice analítico

A

- Absorción, propiedad de materiales, 12
 - prueba de, 12
- Accidentes, xi
 - tipos de, 28
- Acciones, 27
 - clasificación de, 27
 - combinación de, 29
 - determinación de, 30
 - últimas, 29
- Acero de refuerzo, 24
 - área máxima de, 84
 - área mínima de, 85
 - esfuerzos en el, 82
 - para vigas, 80
 - propiedades del, 25
 - pruebas para el, 24
- Aditivos, 23
 - aplicación de los, 24
 - para concreto, 23
- Adobe, 9
- Agregados del concreto, 18
 - finos, 18
 - arena, 18
 - gruesos, 18
 - grava, 18
 - inertes, 18

- Albañilería, tecnología de, 8
- Análisis sísmico, método de, 68
 - método dinámico, 68
 - método estático, 68
- Anclaje de varillas, 102
 - longitud del, 103
- Arcillas, 9
 - caolíticas, 9
 - micáceas, 9

B

- Buen cálculo en la construcción, vii

C

- Cadenas, 64
- Cargas accidentales, 32
- Cargas en el diseño estructural, 28
 - estimación de las, 40
 - forma de evaluar las, 30
 - horizontales, 67 (*véase* Sismos)
 - mueratas, 29, 30
 - sismo, 29, 32
 - vivas, 29, 31-32
- Cargas por muros divisorios, 49

- Cargas unitarias para proyecto arquitectónico, 130-136
- Castillos, 64
- Cemento, 16
 - Portland, 17
 - Portland puzolana, 17
 - tipos de, 17
- Cerámica, el arte de la, 9
- Cimentación, 53
 - cálculo del peralte para, 55
 - de concreto, 57
 - de mampostería, 55, 56
 - diseño de la, 54
 - losas de, 55, 61
 - tipos de, 54
 - transmisión de cargas para la, 53
 - zapatas, 54
- Coefficiente sísmico, 37, 70
 - critérios para la correcta elección del, 70, 71
- Concreto, 10, 16
 - agregados activos en el, 16
 - agregados inertes del, 18
 - características del, 16
 - cimientos de, 57
 - fresco, 21
 - mezclas en el, 19
 - proporciones del, 20
 - pruebas en el, 20, 21

- reforzado, 16
- relación agua-cemento, 19
- Contraflechas, 108
- Coulomb, teoría de, 74
- Criterio de diseño por resistencia última, 4
- Cuantía de acero, 85

D

- Dalas, 64
- Deflexiones (*véase* Contraflechas), 108
 - cálculo de, 108, 109
- Diseño de cimentaciones, 55
- Diseño estructural, 1
 - critérios del, 3
 - reglamentario, 4
 - objetivos del 1
 - proceso del, 1
 - estructuración, 1
 - análisis, 2
 - dimensionamiento, 2
 - puesta en servicio del, 2
 - reglamentos de, 5
 - un buen, xi
- Diseño por cortante, 5
 - de vigas, 97
- Diseño por flexión, 80

Diseño sísmico, 32, 33
 Disposición reglamentaria,
 para muros, 66
 Durabilidad de piezas, 12

E

Equilibrio de fuerzas, 102
 Escalera, peso de la, 135
 Espectro de Fourier, 35
 Estribos, cálculo de, 96
 cantidad necesaria de, 99
 separación de, 98
 Estructuración, proceso de, 51
 Estructuras, xi, 3
 clasificación de las, 69
 grupo A, 69
 grupo B, 69
 ductilidad de las, 37
 efectos de un sismo en las, 37
 naturales, xi
 Extensómetros (*strain gages*), 81

F

Factor de carga, 4, 5
 Factor de resistencia, 4
 Fallas en la construcción, vii
 frágiles, 5, 96 (*véase* Diseño por
 cortante)
 Flexión, 79
 resistencia a la, 81
 Fraguado de la mezcla, 23
 Fuerza cortante resistente, 95
 Fuerza sísmica, determinación de la,
 68

G

Granulometría, 18

I

Ingeniero especialista en estructuras,
 xi
 Intensidad de un sismo, 36
 Escala Mercalli, 36
 Escala Richter, 36

L

Ladrillo macizo, 9
 Ladrillos o tabiques de barro cocido,
 9
 Límites en el diseño estructural, 3
 estados límite de falla, 3
 estados límite de servicio, 3
 Losas aligeradas, 122
 análisis estructural para, 122
 diseño de, 122
 revisión por cortante para, 123
 Losas de cimentación, 61
 Losas de concreto reforzado, 112
 apoyo en, 116
 cálculo del momento flexionante
 en, 116
 categorías de las, 112
 losas formadas, 112
 losas planas, 112
 diseño de, 112
 dobleces de varillas en, 113, 114
 Losas macizas, 116
 dimensionamiento y refuerzo de,
 118
 diseño de, 117
 doblado de varilla en, 119
 reducción de armado de, 118

M

Mampostería, 7
 absorción de las piezas de, 12
 cimentaciones de, 55, 56

de primera (sillería), 9
 de segunda, 9
 de tercera, 9
 durabilidad de las piezas de, 12
 mortero de junteo para, 13
 muros de, 63
 propiedades mecánicas de las
 piezas de, 11, 14
 resistencia a la compresión, 14
 Material estructural, 7
 piedra, 8
 piezas artificiales, 9
 piezas huecas, 10
 piezas macizas, 9, 10
 Mecánica de materiales, 79
 Mecánica de suelos, 55, 69
 Mezclas, 19
 Momento resistente en vigas, 83, 92
 Morteros de junteo de piezas de
 mampostería, 13
 propiedades del, 13
 normas técnicas para los, 13
 Muros, 63
 confinamiento en, 64
 cadenas, 64
 castillos, 64
 dalas, 64
 cortante resistente de, 71
 de mampostería, 63
 muros confinados, 64
 muros diafragma, 64
 muros reforzados interiormente,
 64
 disposición reglamentaria para, 66
 propiedades básicas de los, 65
 sujetos a cargas verticales, 65
 Muros de contención, 73, 74
 acciones sobre, 76
 cálculo de, 76
 teorías para la revisión de, 74
 Método semiempírico de
 Terzaghi, 75
 Teoría de Coulomb, 74

N

Normas alemanas DIN, 5
 Normas que rigen al diseño de
 estructuras, ix
 Normas técnicas complementarias,
 ix, 6

P

Peralte,
 cálculo para cimentación, 55
 de la zapata, 57
 Peso de la construcción, 72
 Pesos, determinación en diseño
 estructural, 40
 cimiento de mampostería, 42
 columna, 41
 losa, 40, 58
 muro de tabique, 40
 muro hueco sin recubrimiento, 43
 muros de tabique, 46-47
 perfil metálico, 43
 tinacos, 45
 trabe, 41
 ventanas y pretil, 48
 vigueta y bovedilla, 44
 zapata corrida de concreto, 42
 Piedras, 8
 artificiales, 10
 resistencia a la compresión de,
 11
 blandas, 8, 9
 características físicas de las, 8
 duras, 8
 naturales, 8
 aplicaciones actuales de la, 9
 propiedades mecánicas de las,
 11
 Proceso de diseño, 5
 Propiedades mecánicas de la
 mampostería, 11, 14

módulo de elasticidad, 14
 resistencia a cortante, 15
 resistencia a la compresión, 14
 Proyecto arquitectónico, 51, 125, 126
 cargas unitarias para, 130-132
 estructural, 125
 azotea, 127, 128
 corte arquitectónico, 127
 entrepiso, 129
 fachada, 128
 Proyecto de aplicación en casa
 habitación, 125
 análisis de cargas unitarias, 130,
 131
 bajada de cargas, 144
 cálculo del peralte, 168
 cargas totales W , 138
 coeficientes de momentos, 169,
 170
 diseño de cimientos, 147, 149
 diseño de losas de azotea, 168
 diseño de muros de contención,
 147
 diseño de trabes, 158, 159
 reacciones de trabes, 141
 recubrimientos, 133
 revisión de muros por carga
 vertical, 153
 revisión por sismo, 153
 transmisión de cargas, 138
 Proyecto estructural, 51
 cálculos para el, 54

cimentación, 53, 54
 componentes del, 51
 azotea, 51
 entrepiso, 51
 línea resistente, 51
 niveles, 51
 simbología del, 52
 Pruebas,
 en el concreto, 20, 21
 ensaye a compresión del concreto,
 22
 ensaye a tensión del concreto, 22
 prueba del revenimiento, 21

R

Recubrimiento, 133
 Reglamento de construcciones para el
 DE, 6
 Reglamentos de diseño, 5
 funcionales, 5
 prescriptivos, 5
 Reglamentos de ingeniería estructural,
 6
 Resistencia, 3
 a la flexión, 6
 de las estructuras, 32
 del material estructural, 7
 por cortante, 94, 97
 Revisión sísmica, procedimiento de,
 72

S

Seguridad, 4
 factores de, 4
 Sismógrafos, 33
 Sismos, 29, 32, 67
 características de los, 33
 duración del evento, 36
 epicentro, 34
 magnitud de las aceleraciones,
 34, 36
 valores de los periodos T , 35
 coeficiente sísmico, 37, 70
 detección de, 33
 efectos en las estructuras, 37
 Sistema constructivo, 39
 estimación de la carga de un, 40
 Suelos,
 módulo de elasticidad para, 62
 Supervisión, en el diseño estructural,
 2

T

Talud natural, 74
 Terzaghi, método semiempírico de,
 75

U

Usuario de la obra, vii

V

Varilla,
 adherencia y anclaje de, 102
 corrugada, 24
 doblado de, 113, 119
 selección del diámetro adecuado
 de, 87
 Vigas, 80
 cortante en, 94
 de concreto reforzado, 79,
 diseño de, 80
 problemas en el, 87, 89
 doblemente armadas, 92
 obtención del momento resistente
 en, 83, 92

Z

Zapatas, 54
 aisladas, 54
 corridas, 54
 Zona sísmica, 37



Los autores de *Diseño estructural de casas habitación*, respondiendo a la demanda que tiene esta obra en diversas universidades, presentan la segunda edición de esta importante obra dirigida a los estudiantes de arquitectura y de ingeniería civil de los primeros semestres, quienes empiezan a comprender los conceptos involucrados en el diseño y el cálculo de las estructuras de una casa habitación.

El objetivo principal de este libro es establecer los criterios más comunes para el cálculo y diseño de estructuras, fundamentalmente a base de muros de carga y sistemas de losas de concreto reforzado o sistemas de viguetas y bovedillas. Además, a diferencia de muchos otros textos que tratan temas similares, contiene información técnica sobre reglamentos y normas que aplican en las construcciones.

Asimismo, utiliza procedimientos de cálculo sencillos para lograr la disminución de los factores de riesgo involucrados y el costo de la construcción de una obra. También aplica procedimientos de diseño estructural racionales, con los cuales es posible reducir la cantidad de materiales, los riesgos de fallas y, por lo tanto, los recursos económicos empleados.

Estamos seguros que esta segunda edición será de gran utilidad para los estudiantes y lectores que requieran información completa y actualizada sobre diseño estructural de casas habitación.

**Mc
Graw
Hill** **McGraw-Hill
Interamericana**

ISBN-10: 970-10-4826-1
ISBN-13: 978-970-10-4826-9



9 789701 048269

The McGraw-Hill Companies

Visite nuestra página WEB
www.mcgraw-hill-educacion.com