

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



MAMPOSTERIA REFORZADA INTERIORMENTE:
USOS, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO

POR

FERNANDO MEDINA ESPINOSA

COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL
GRADO DE MAESTRIA EN CIENCIAS CON
ESPECIALIDAD EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

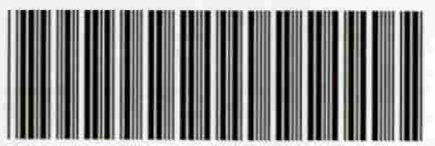
DICIEMBRE, 2001

MAMPOSTERIA REFORZADA INTERIORMENTE:

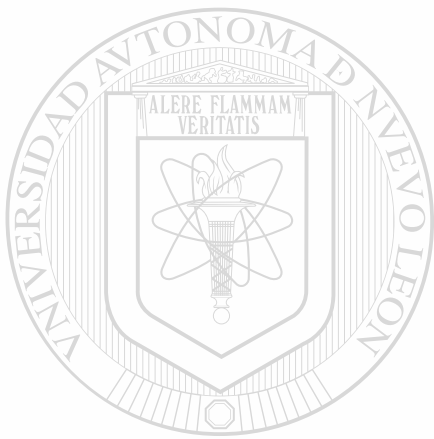
USOS, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO.

F. M. E.

TM
TA425
.M4
c.1



1080095009



UANL

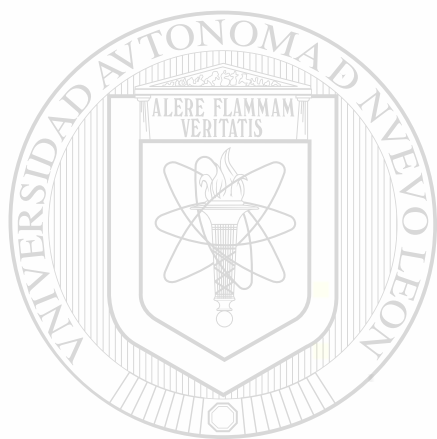
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

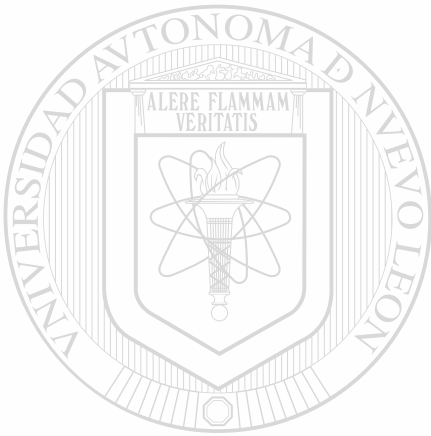


DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARCIAL PARA OBTENER EL
DIPLOMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA ESTADÍSTICA

2017-2018

F7M
TA425
.M4



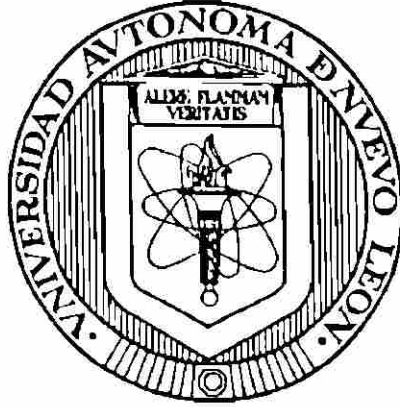
UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN [®]
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE:

USOS, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO

Por

FERNANDO MEDINA ESPINOSA

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Como requisito parcial para obtener el grado de
MAESTRÍA EN CIENCIAS con Especialidad en
Ingeniería Estructural

Diciembre, 2001

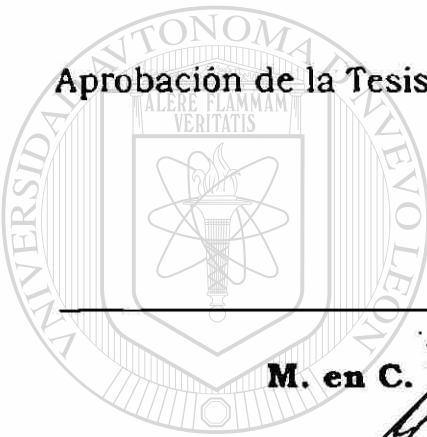


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE:
USOS, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO**

Aprobación de la Tesis:



Asesor de la Tesis
M. en C. Ing. Carlos A. Charles Cruz

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Evaluador de Tesis
M.I. Ernesto L. Treviño Treviño

Evaluador de Tesis
Dr. Guillermo Villarreal Garza

Subdirector de Estudios de Postgrado
Dr. Ricardo González Alcorta



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEÓN
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Ing. Fernando Medina Espinosa
 PRESENTE

Por medio de la presente se le informa que el *Comité de Maestría* ha evaluado su tesis "**MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE: USOS, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO**", que presentó Usted como requisito parcial para obtener el grado de Maestro en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural. El resultado definitivo de la evaluación de su tesis es de APROBADA. Todo lo anterior es atendiendo a los artículos 112 y 114 del Reglamento General de los Estudios de Posgrado de la UANL.

Sin otro particular por el momento, quedo a sus ordenes para cualquier aclaración que considere pertinente.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEÓN

ATENTAMENTE
 "ALERE FLAMMAM VERITATIS"

Cd. Universitaria, a 30 de octubre del 2001

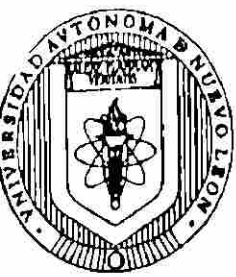


M. E. C. Francisco Gámez Treviño
 Presidente del Comité de Maestría

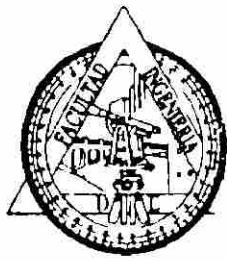
Av Pedro de Alba,
 Cd. Universitaria,
 Apartado Postal 58 F
 San Nicolas de los Garza,
 Nuevo Leon, Mexico

C.c.p : Archivo

educación
 POR LA VIDA



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO



COMPROBANTE DE CORRECCION

Tesista: FERNANDO MEDINA ESPINOSA

Tema de la tesis: MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE; USOS, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO.

Este documento certifica la corrección DEFINITIVA
 del trabajo de tesis arriba identificado, en los aspectos: ortográfico, metodológico y estilístico.

Recomendaciones adicionales:

(NINGUNA)

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN®
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Nombre y firma de quien corrigió:

Ramón Longoria
 Arq. Ramón Longoria Ramírez

SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO

Ricardo González
 Dr. Ricardo González Alcorta

Ciudad Universitaria, a 3 de OCTUBRE de 2001

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

ING. LÁZARO VARGAS GUERRA
Director del Departamento de Escolar y de
Archivo de la UANL
PRESENTE.-

Por este conducto me permito comunicarle que el Ing. Fernando Medina Espinosa, pasante de la *Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural*, ha solicitado su examen de grado, para lo cual ha cubierto con la totalidad de los requisitos académicos y administrativos que exige el Reglamento de Exámenes Profesionales y el Reglamento General de Estudios de Posgrado de nuestra Institución. De la manera más atenta, le solicito su colaboración para que se de el trámite correspondiente en el Departamento a su digno cargo.

Sin otro particular por el momento, me es grato enviarle un cordial saludo y reiterarme a sus respetables órdenes.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ATENTAMENTE
"ALERE FLAMMAM VERITATIS"
Cd. Universitaria, a 30 de octubre del 2001

DR. RICARDO GONZÁLEZ ALCORTA
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO

C.c.p. Archivo

Fernando Medina Espinosa (Ingeniero Civil)
Violetas # 421, Col. Ampliacion Industrias del Vidrio
San Nicolas de los Garza, N.L., C.P. 66470

Noviembre, 2001

Dr. Ricardo González Alcorta
Secretario de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería Civil
Universidad Autónoma de Nuevo León

Estimado Dr. González :

Por medio de la presente, hago de su conocimiento que he cubierto integralmente todos los trámites administrativos para el derecho a exámen de grado en el Departamento Escolar y de Archivo de la U.A.N.L.


Como último requisito para sustentar mi examen de grado, y de acuerdo al protocolo oficial para examen de grado de maestría, me permito solicitarle la autorización y tramitación correspondiente para la realización del exámen de grado, ya que he concluido con la elaboración de mi tesis titulada "Mampostería Reforzada Interiormente: Usos, Comportamiento y Diseño"; la que elaboré como requisito para obtener el grado de Maestro en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural, habiendo sido aprobada en el aspecto técnico por mi asesor M.C. Ing. Carlos Alberto Charles Cruz y en el aspecto ortográfico, metodológico y estilístico por el Arq. Ramón Longoria Ramirez.

Adjunto a la presente le entrego la siguiente documentación que antecede y avala a esta solicitud de autorización para la tramitación del exámen de grado:

1. Carta de no adeudos en la División de Estudios de Postgrado
2. Siete copias de la tesis de grado aprobada, debidamente encuadernada de acuerdo a los lineamientos del manual de estilos para "Presentación de Tesis de Postgrado" de la U.A.N.L.
3. Actas de exámen de grado expedidas por el Departamento Escolar y de Archivo de la U.A.N.L.

Agradeciendo de antemano las atenciones que se sirva dar a la presente, quedo de Usted.

Atentamente



Ing. Fernando Medina Espinosa

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Autónoma de Nuevo León y a su Facultad de Ingeniería Civil, que me permitieron cursar primeramente la licenciatura en ingeniería civil, para posteriormente acrecentar mis conocimientos a través de la maestría en ciencias con especialidad en estructuras, lo cual ha contribuido de manera importante en mi formación personal y profesional.

A todos los maestros que me brindaron su apoyo y conocimientos; especialmente a aquellos que con sus palabras lograron contribuir decididamente en la culminación de mis metas y objetivos.

A todos mis amigos y compañeros de profesión, quienes a través de las etapas de mi vida personal y profesional compartieron conmigo circunstancias importantes y de forma directa o indirecta contribuyeron en mi desarrollo, especialmente al M.C. Ing. Carlos Charles Cruz, quien aceptó incondicionalmente emprender junto conmigo la tarea de obtener el grado, con lo cual culminamos satisfactoriamente una importante meta profesional.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

DEDICATORIA



Como aquellos antiguos constructores que comprendían la importancia de cada pieza de mampostería les dedico la presente tesis

A mi familia, con cuyo apoyo incondicional y constante dedicación, se logra mi crecimiento permanente como persona.

A mi novia, que ha compartido conmigo esta etapa importante de mi vida.

A mis dos mejores amigos, porque siempre creyeron en mí.

RESUMEN

Fernando Medina Espinosa

Fecha de Graduación: diciembre, 2001

Universidad Autónoma de Nuevo León

Facultad de Ingeniería Civil

**Título de Estudio: MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE
USOS, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO**

Número de páginas: 426

**Candidato para el Grado de Maestría
en Ciencias con Especialidad en
Ingeniería Estructural.**

Área de Estudio: Estructuras de Mampostería

Propósito y Método del Estudio .- Las estructuras de mampostería fueron uno de los primeros sistemas de edificación empleados en las construcciones antiguas, la forma en que se aplicaban dependía principalmente de la experiencia y habilidad del constructor, ya que sólo existían algunas reglas empíricas. Con el paso del tiempo se empezó a demandar el empleo de muros más esbeltos, con el fin de reducir costos, lo cual trajo consigo el desarrollo de métodos más racionales de análisis y diseño, así como el surgimiento de manuales que reglamentaran el uso de la mampostería en las edificaciones. El propósito del presente trabajo es el de explicar el comportamiento de las estructuras de mampostería; en edificios de uno y varios niveles, en sistemas de diafragma rígido y flexible, al estar sometidas a acciones dentro y fuera de su plano. El método de estudio implica una serie de ejemplos que muestran el análisis y el diseño de elementos de mampostería reforzada, de forma aislada, para después comprender el comportamiento, en conjunto, de todo un sistema con estructura principal de mampostería reforzada interiormente.

Contribuciones y Conclusiones .- Al observar los criterios empleados en el análisis y diseño de las estructuras de mampostería se puede comprobar que en algunos casos no son consistentes con los resultados obtenidos, tendiendo a subestimar o sobrestimar los mismos, de tal forma que la contribución de este trabajo es proporcionar la suficiente información que ayude a entender de una mejor manera el comportamiento de la estructuras de mampostería, a través del enfoque de diseño que adoptan la mayoría de los reglamentos que rigen el diseño de las estructuras de mampostería reforzada.

FIRMA DEL ASESOR _____



PRÓLOGO

En este trabajo se persigue fundamentalmente la tarea de explicar el comportamiento de las estructuras de mampostería, mostrar los criterios de diseño que se han establecido para el uso de la mampostería reforzada como sistema estructural e ilustrar con algunos ejemplos, que pudieran ser de utilidad al lector, la solución de problemas prácticos.

Esta tesis contiene nueve capítulos, cuyo contenido se describe a continuación:

Capítulo 1.- *Mampostería antigua*.- Se presenta una reseña histórica de las construcciones antiguas de mampostería. También contiene información referente al diseño y construcción de los primeros elementos de mampostería, como: muros, columnas, vigas y dinteles.

Capítulo 2.- *Mampostería contemporánea*.- Se describen los elementos actuales de la mampostería y cómo éstos se aplican en los sistemas de construcción con mampostería. También se describen los métodos de análisis y diseño, así como diferentes estándares y reglamentos que se han desarrollado para los diferentes usos de la mampostería.

Capítulo 3.- *Vigas y dinteles de mampostería reforzada*.- En este capítulo se describen los conceptos fundamentales referentes al comportamiento y diseño de elementos de mampostería reforzada, sometidos a flexión y cortante. Se define la forma de distribuir las cargas a las vigas y dinteles. Así mismo, se presenta un ejemplo de diseño donde se aplican los conceptos antes descritos. Este capítulo es la base de los capítulos siguientes.

Capítulo 4 - *Flexión en muros de mampostería.*- Se presentan los mecanismos de resistencia a la flexión de los muros de mampostería, así como el comportamiento que puede presentarse. Aparecen los principios de análisis y el enfoque de diseño que adoptan los reglamentos para el diseño de muros de mampostería reforzada, sometidos a flexión. Se incluye un ejemplo de diseño donde se aplican los conceptos antes descritos.

Capítulo 5.- *Carga axial y flexión fuera del plano en muros de mampostería.* En este capítulo se muestran las previsiones de diseño e interpretación histórica del comportamiento de muros de mampostería. Se describe la interacción entre la carga axial y de flexión, aparece el concepto de esbeltez. Se presentan los métodos de análisis y diseño que han adoptado los códigos para el diseño de muros de mampostería reforzada, sometidos a carga axial y de flexión fuera del plano. Se presenta un ejemplo de diseño donde se aplican los conceptos antes descritos.

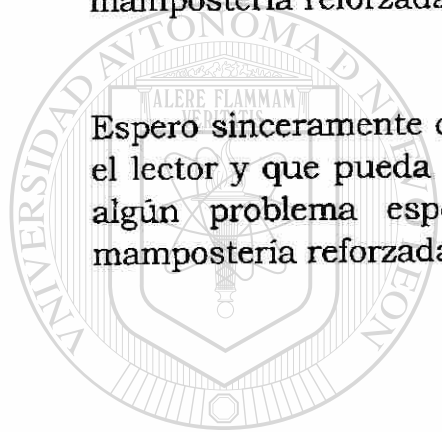
Capítulo 6.- *Columnas y pilastras de mampostería.*- Una vez definidos los conceptos de columna y pilastra, se presenta una descripción del comportamiento y modo de falla de las columnas y pilastras de mampostería. Así mismo, aparecen los criterios de análisis y diseño que adoptan los reglamentos para el diseño y construcción de columnas y pilastras de mampostería. Se detalla el procedimiento para la construcción de diagramas de interacción de columnas de mampostería. De igual modo, se incluye un ejemplo de diseño donde se aplican los conceptos antes descritos.

Capítulo 7.- *Cortante en muros de mampostería.*- En este capítulo se describen los conceptos fundamentales referentes al comportamiento, modo de falla, análisis y diseño de muros de mampostería sometidos a cortante. Se establece la forma como se distribuye la fuerza cortante a los muros de mampostería. Aparecen los criterios de análisis y diseño que adoptan los reglamentos para el diseño y construcción de muros de mampostería sometidos a cortante. También se incluye un ejemplo de diseño donde se aplican los conceptos antes descritos.

Capítulo 8.- *Diseño de un edificio de mampostería de varios niveles.*- En este capítulo se describen los métodos que existen para distribuir las fuerzas laterales a los muros de cortante en edificios de varios niveles. De igual manera, se integran todos los conceptos de diseño que aparecen de forma independiente en cada uno de los capítulos anteriores para dar solución al problema planteado. El capítulo incluye un ejemplo de diseño de un edificio de diez niveles, con un sistema estructural principal de mampostería reforzada.

Capítulo 9.- *Discusión general y conclusiones sobre los muros de mampostería reforzada.*- En este capítulo se plantean algunos de los conceptos fundamentales referentes a la mampostería, los cuales podrán servir de ayuda al momento de tomar la decisión de emplear a la mampostería reforzada como el sistema estructural principal del edificio.

Espero sinceramente que lo tratado en este trabajo sea de utilidad para el lector y que pueda servir como una fuente de consulta para resolver algún problema específico referente al diseño de estructuras de mampostería reforzada.



UANL

Fernando Medina Espinosa

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

INDICE DE CONTENIDO

PRÓLOGO	viii
NOMENCLATURA	xxvii
FACTOR DE CONVERSION DE UNIDADES	xl

Capítulo	Página
1. MAMPOSTERÍA ANTIGUA	1
1.1 Introducción	1
1.2 Historia de los materiales de mampostería	2
1.2.1 Mampostería de roca	4
1.2.2 Mampostería de arcilla	5
1.2.3 Mampostería de silicato de calcio	7
1.2.4 Mampostería de concreto	8
1.2.5 Morteros	9
1.3 Las Primeras construcciones con elementos de mampostería	10
1.3.1 Pirámides	11
1.3.2 Muros	15
1.3.3 Columnas y torres	16
1.3.4 Vigas y dinteles	17
1.3.5 Arcos	19
1.3.6 Bóvedas y domos	21
1.4 Desarrollo histórico de las estructuras de mampostería	23
2. MAMPOSTERÍA CONTEMPORANEA	35
2.1 Introducción	35
2.2 Elementos de mampostería	36
2.2.1 Muros	36
2.2.1.1 Muros simples	37

2.2.1.2	Muros sólidos y compuestos	39
2.2.1.3	Muros de cavidad (Doble pared)	43
2.2.1.4	Muros de fachada	44
2.2.1.5	Muros diafragma	45
2.2.2	Columnas y pilastras	46
2.2.3	Vigas y dinteles	49
2.3	Sistemas de construcción con mampostería	50
2.3.1	Sistema cargador simple (Un Nivel)	51
2.3.2	Sistema cargador de varios niveles	51
2.3.3	Sistema híbrido	53
2.4	Tipos de construcción con mampostería	54
2.4.1	Mampostería no reforzada	54
2.4.2	Mampostería reforzada	54
2.4.3	Mampostería con pre-esfuerzo	56
2.5	Diseño estructural	57
2.5.1	Métodos de análisis y diseño	57
2.5.1.1	Estados limite de diseño	59
2.5.2	Mampostería; investigación, estándares y reglamentos	61
3.	VIGAS Y DINTELES DE MAMPOSTERÍA REFORZADA	69
3.1	Introducción	69
3.2	Comportamiento y diseño a flexión	71
3.2.1	Conceptos fundamentales	71
3.2.2	Comportamiento bajo carga	73
3.2.2.1	Esfuerzo elástico, sección sin agrietar	73
3.2.2.2	Esfuerzo elástico, sección agrietada	75
3.2.2.3	Esfuerzo inelástico, sección agrietada	81
3.3	Comportamiento y diseño a cortante	87
3.3.1	Desarrollo de los requerimientos de diseño	87
3.3.1.1	Viga sin agrietar	87
3.3.1.2	Viga sin agrietar, sin refuerzo en el Alma	89
3.3.1.3	Viga agrietada, incluyendo refuerzo en el alma	89
3.4	Anclaje del refuerzo	92
3.4.1	Longitud de desarrollo	92
3.5	Requerimientos de servicio	95

3.6	Distribución de cargas sobre vigas y dinteles	96
3.6.1	Comportamiento	96
3.7	Ejemplos de diseño	100
3.7.1	Viga de mampostería de ladrillo	100
4.	FLEXION EN MUROS DE MAMPOSTERÍA	107
4.1	Introducción	107
4.2	Mecanismo de resistencia de carga para muros de mampostería	107
4.2.1	Resistencia a tensión por flexión	109
4.2.2	Resistencia a flexión por compresión	112
4.2.3	Capacidad a flexión en secciones reforzadas	114
4.2.4	Resistencia a carga lateral a través del anclaje	114
4.3	Muros de mampostería reforzada sometidos a flexión	115
4.3.1	Antecedentes	115
4.3.2	Comportamiento a flexión vertical en una dirección	116
4.3.3	Comportamiento a flexión horizontal en una dirección	118
4.3.4	Comportamiento a flexión en las dos direcciones	120
4.4	Análisis y diseño de muros de mampostería reforzada sometidos a flexión	120
4.4.1	Diseño a flexión vertical	120
4.4.1.1	Estado 1	121
4.4.1.2	Estado 2	122
4.4.1.3	Estado 3	124
4.4.1.4	Estado 4	124
4.4.2	Diseño a flexión horizontal	125
4.4.3	Diseño a flexión en las dos direcciones	126
4.4.4	Muros con aberturas	127
4.4.5	Muros de cavidad y fachada reforzados	127
4.4.6	Muros parcialmente reforzados	128
4.4.7	Diseño a cortante	129
4.4.8	Anclaje del refuerzo	130
4.5	Efecto de la contracción por secado y flujo plástico del concreto en la mampostería	131
4.6	Ejemplos de diseño	136

4.6.1 Muro de mampostería reforzada soportado verticalmente	136
5. CARGA AXIAL Y FLEXIÓN FUERA DEL PLANO EN MUROS DE MAMPOSTERÍA	144
5.1 Introducción	144
5.2 Requerimientos de diseño para muros de mampostería reforzada	146
5.2.1 Estado actual de los requerimientos de diseño	146
5.2.1.1 Diseño empírico	146
5.2.1.2 Diseño dirigido o de ingeniería	147
5.2.2 Tipos de construcción de muros de mampostería	148
5.3 Interpretación histórica del comportamiento de muros de mampostería	150
5.3.1 Introducción	150
5.3.2 Efectos de flexión	151
5.3.3 Resistencia de la sección	151
5.3.4 Efecto de la altura	152
5.4 Interacción entre carga axial y flexión	155
5.4.1 Introducción	155
5.4.2 Análisis elástico lineal en secciones reforzadas	157
5.4.2.1 Secciones sólidas	157
5.4.2.2 Secciones parcialmente rellenas (Celdas mortereadas)	161
5.4.3 Análisis por última resistencia (Estado de límite último)	163
5.4.3.1 Relaciones esfuerzo-deformación entre mampostería y acero	163
5.4.3.2 Mampostería reforzada	165
5.4.4 Aplicación del método de diseño por resistencia	169
5.5 Efectos de esbeltez	169
5.5.1 Introducción	169
5.5.2 Amplificación de momentos	171
5.5.3 Método de ecuación unitaria del Reglamento UBC	174
5.5.4 Requerimientos del ACI 530/ASCE 5/ TMS 402 para efectos de esbeltez	175
5.5.4.1 Mampostería sin refuerzo	175

5.5.4.2	Mampostería reforzada	176
5.5.5	Requerimientos del Reglamento UBC para muros reforzados esbeltos	176
5.6	Consideraciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, R.D.F.	181
5.6.1	Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería.....	181
5.6.2	Materiales para mampostería	181
5.6.3	Especificaciones generales de análisis y diseño	189
5.6.3.1	Hipótesis para la obtención de resistencia de diseño a flexión	189
5.6.3.2	Análisis por cargas verticales	191
5.6.4	Diseño de mampostería reforzada interiormente	192
5.7	Ejemplos de diseño	201
5.7.1	Muro sometido a carga de compresión axial excéntrica	201
6.	COLUMNAS Y PILASTRAS DE MAMPOSTERÍA	218
6.1	Introducción	218
6.2	Comportamiento de columnas de mampostería	222
6.2.1	Introducción	222
6.2.2	Modos de falla y resistencia a la compresión	222
6.2.3	Efectos de esbeltez	223
6.3	Diseño de columnas	225
6.3.1	Consideraciones de diseño	225
6.3.1.1	Excentricidad mínima	226
6.3.1.2	Altura efectiva	227
6.3.1.3	Dimensión mínima	228
6.3.1.4	Máxima relación h/t	228
6.3.1.5	Refuerzo	228
6.3.2	Diseño para carga axial y flexión	229
6.3.2.1	Caso 1: Sección en compresión pura ($e < e_k$)	229
6.3.2.2	Caso 2: Sección agrietada ($e > e_k$)	230
6.3.2.2.1	Categoría I	232
6.3.2.2.2	Categoría II	233
6.3.2.2.3	Categoría III.....	234
6.3.3	Flexión biaxial	235

6.3.4	Consideraciones para diseño sísmico	239
6.4	Diseño de pilastras	240
6.4.1	Introducción	240
6.4.2	Carga entre muros y pilastras	242
6.4.2.1	Borde efectivo	242
6.4.2.2	Transferencia de cargas a la pilastra	243
6.4.2.3	Influencia de la carga reversible (Invertida)	246
6.4.2.4	Esbeltez	247
6.5	Ejemplos de diseño	247
6.5.1	Columnas de mampostería	247

7. CORTANTE EN MUROS DE MAMPOSTERÍA 258

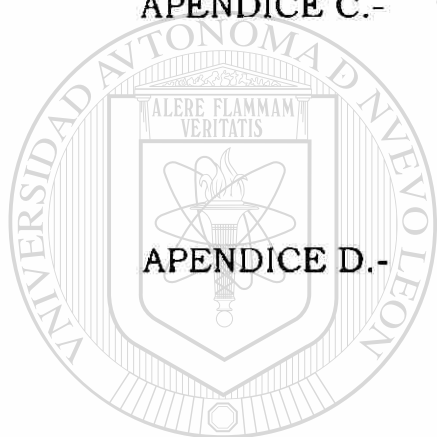
7.1	Introducción	258
7.1.1	Tipos de arreglos de muros de cortante	259
7.2	Comportamiento y modos de falla	261
7.2.1	Introducción	261
7.2.1.1	Comportamiento de los materiales constitutivos	263
7.2.1.2	Filosofía del diseño	264
7.2.2	Muros de cortante de mampostería sin refuerzo	265
7.2.3	Muros de cortante de mampostería reforzada	266
7.3	Distribución del cortante en muros de mampostería	268
7.3.1	Cargas de gravedad	268
7.3.2	Fuerzas laterales	269
7.3.2.1	Análisis por cargas laterales conforme al Reglamento (R.D.F.)	276
7.3.3	Factores que afectan la distribución de las cargas laterales	278
7.4	Efecto de las aberturas en muros de mampostería	279
7.4.1	Muros de cortante de mampostería en edificios de varios niveles	279
7.4.2	Combinación de segmentos verticales y horizontales de muros de cortante	283
7.4.3	Rigidez de muros con aberturas en edificios de poca altura	285
7.4.3.1	Método 1	285

7.4.3.2	Método 2	287
7.5	Diseño de muros de mampostería sometidos a cortante	289
7.5.1	Muros de mampostería reforzada sometidos a cortante	289
7.5.1.1	Carga axial	290
7.5.1.2	Combinación de carga axial y de flexión	291
7.5.1.3	Cortante	297
7.5.2	Consideraciones especiales del diseño sísmico	299
7.5.2.1	Ductilidad	300
7.5.2.2	Desplazamiento	301
7.5.2.3	Anclaje	301
7.5.2.4	Refuerzo	302
7.5.2.5	Elementos en las fronteras	303
7.5.3	Conexión de muros	303
7.6	Ejemplos de diseño	305
7.6.1	Muro de mampostería reforzada sometido a cortante	305
8.	EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA DE VARIOS NIVELES	314
8.1	Introducción	315
8.1.1	Trasmisión de las cargas verticales	316
8.1.2	Trasmisión de las cargas laterales	317
8.2	Distribución del cortante y momentos debidos a las cargas laterales	318
8.2.1	Rigideces relativas de los muros para el análisis estructural	318
8.2.1.1	Estructura que en toda su altura trabaja como un cantiliver con una carga concentrada en la parte superior (Método 1)	318
8.2.1.2	Acción de cantiliver desde la base hasta el entrepiso superior del nivel considerado (Método 2)	320
8.2.1.3	Toda la altura en acción de cantiliver con carga distribuida (Método 3)	320
8.2.1.4	Deflexión en el nivel del entrepiso considerado, debido a los cortantes y momentos acumulados (Método 4) ...	322

8.3	Diseño de un edificio de mampostería	
	de varios niveles	324
8.3.1	Descripción del problema	324
8.3.2	Evaluación de las cargas	
	mínimas esperadas	327
8.3.3	Determinación de las cargas totales	
	de servicio en muros	329
8.3.4	Determinación de las cargas	
	laterales de viento	333
8.3.5	Diseño fuera del plano de muros	
	de mampostería reforzada	342
	8.3.5.1 Ejemplo de cálculos	
	para el muro 27	342
	8.3.5.1.1 Características del muro.....	342
	8.3.5.1.2 Propiedades geométricas	
	y mecánicas	342
	8.3.5.1.3 Esfuerzos permisibles	
	en mampostería	343
	8.3.5.1.4 Esfuerzos y cargas actuantes	344
	8.3.5.1.5 Cálculo de deflexiones	346
8.3.6	Diseño en el plano de muros de mampostería	
	reforzada	355
	8.3.6.1 Ejemplo de cálculos para	
	el muro 27	355
	8.3.6.1.1 Características del muro	355
	8.3.6.1.2 Distribución de la carga lateral	
	a los muros cortante	355
	8.3.6.1.3 Propiedades geométricas	
	y mecánicas	359
	8.3.6.1.4 Esfuerzos permisibles	
	en la mampostería	359
	8.3.6.1.5 Esfuerzos y cargas	
	actuantes	360

9.	DISCUSIÓN GENERAL Y CONCLUSIONES SOBRE	
	LA EDIFICACIÓN CON MAMPOSTERÍA	
	REFORZADA INTERIORMENTE	374
9.1	Construcción con mampostería	374
9.2	Conclusiones sobre la mampostería	
	reforzada interiormente	377

REFERENCIAS	389	
APENDICES	391	
APENDICE A.-	Tablas de Referencia: Building Code and Commentary for Masonry Structures, ACI 530-95/ASCE 5-95/TMS 402-95, Capítulos 4 al 9. Masonry Standards Joint Committee	391
APENDICE B.-	Tablas de Referencia: Uniform Building Code, UBC-97. Capítulo 21. International Conference of Building Officials	401
APENDICE C.-	Tablas de Referencia: Reglamento del Distrito Federal, RDF-87. Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería	408
APENDICE D.-	Peso muerto de elementos comunes para la construcción. Estimaciones promedio basadas en detalles y prácticas comunes de la construcción	414
<hr/>		
APENDICE E.-	Cargas de diseño mínimas y concentradas para edificios y otras construcciones. Uniform Building Code UBC-97, City of Los Angeles Building Code, American Society of Civil Engineers ASCE 7-95/ANSI, Reglamento de las construcciones para el Distrito Federal RDF-97.....	417
APENDICE F.-	Tabla de Referencia: Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, CFE-93.	420



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

LISTA DE FIGURAS

Figura		Página
1.1	Las Tres Grandes Pirámides de Giza, en Egipto ...	1
1.2	Templo de roca de Ramses II, en Egipto	3
1.3	Mampostería de ladrillo “Zigurat”, en Mesopotamia	3
1.4	Mampostería de hielo “Iglúes”, en Alaska	4
1.5	Condominio moderno, en los Estados Unidos ...	4
1.6	Mampostería de roca	5
1.7	Ladrillos romanos	6
1.8	Unidades contemporáneas de mampostería de arcilla	7
1.9	Unidades contemporáneas de mampostería de silicato de calcio	7
1.10	Unidades contemporáneas de mampostería de concreto	8
1.11	El Coliseo, en Roma, Italia	9
1.12	Detalles de elementos estructurales antiguos ...	11
1.13	Primer pirámide “Mastaba”, en Egipto	12
1.14	Pirámide “Zigurat”, en Mesopotamia.....	12
1.15	Pirámides en el mundo	14
1.16	Primeros muros de mampostería	15
1.17	Construcción tradicional de un muro de mampostería reforzada en tiempos de roma ..	16
1.18	La Columna de Trajano, en Roma	17
1.19	La Catedral de Estrasburgo, en Francia	17
1.20	Circulo de piedras ceremoniales de Stonage, en Inglaterra	18
1.21	El Partenón de Atenas, en Grecia	18
1.22	La Puerta del León de Mycenae, en Grecia	18
1.23	El Templo de Apolo, en Grecia.....	19
1.24	El Arco de Constantino, en Roma	19
1.25	El Palacio de Ctesiphon, Taq-i-Kisra, en Iraq	20
1.26	Arco Romano construido con ladrillos	20
1.27	La Basílica de Constantino, en Roma	21

1.28	Domo de la Basílica de San Pedro, en Roma	...	22
1.29	Palacio de Cliff en el Parque Nacional Mesa Verde, en Colorado, Estados Unidos	...	23
1.30	La Gran Muralla China	24
1.31	Faro de Alejandría en Egipto	24
1.32	Castillos medievales	25
1.33	Domo de Hagía Sofía, en Estambul	25
1.34	Edificio Monadnock, en Chicago	28
1.35	Antiguas construcciones de mampostería en el mundo	34
2.1	Edificio de mampostería	35
2.2	Muros simples	38
2.3	Tipos de muros compuestos	40
2.4	Localización del refuerzo en muros de mampostería	42
2.5	Muros de cavidad (Doble pared)	44
2.6	Muros de fachada	44
2.7	Muros diafragma	46
2.8	Columnas de mampostería	48
2.9	Pilastras de mampostería	49
2.10	Vigas y dinteles de mampostería	50
2.11	Sistema estructural simple	51
2.12	Sistema cargador de varios niveles	52
2.13	Sistema híbrido	53
2.14	Hotel <i>Excalibur</i> , en las Vegas	56
2.15	Principios del pre-esfuerzo	56 [®]
2.16	Ejemplos de mampostería pre-esforzada	57
3.1	Construcción de vigas y dinteles de mampostería	69
3.2	Arreglos comunes de vigas y dinteles de mampostería	70
3.3	Análisis de vigas de mampostería reforzada	74
3.4	Relación momento-curvatura para vigas de mampostería reforzada	76
3.5	Momento último en vigas de mampostería sub-reforzadas	83
3.6	Condición de falla balanceada para capacidad de momento último	86
3.7	Análisis por cortante de vigas de mampostería	88

3.8	Analogía de arco para vigas de mampostería reforzada sin refuerzo en el alma	90
3.9	Resistencia por cortante, mediante refuerzo en el alma en vigas de mampostería reforzadas	90
3.10	Diseño a cortante en vigas de mampostería (Diseño por esfuerzos de trabajo)	92
3.11	Longitud de desarrollo	93
3.12	Detalle simplificado del refuerzo en vigas de mampostería	94
3.13	Distribución de la carga sobre los dinteles	98
3.14	Distribución de la carga concentrada sobre dinteles de mampostería	99
3.15	Viga de mampostería de ladrillo del ejemplo 3.1	101
4.1	Construcción de un muro de mampostería a flexión	107
4.2	Comportamiento a flexión de secciones sin refuerzo (Material elástico-lineal)	110
4.3	Interacción de carga axial y momento para valores bajos de carga axial.....	112
4.4	Pruebas en muros de mampostería reforzada soportados verticalmente	117
4.5	Análisis de muros de mampostería a flexión	121
4.6	Tipos de reforzamiento en muros de mampostería	
4.7	Diagrama de esfuerzos actuantes en muros ...	133
4.8	Muro de mampostería reforzada simplemente apoyado	137
5.1	Construcción de un muro de mampostería sometido a carga axial y de flexión	144
5.2	Condiciones de carga en un muro de mampostería.....	145
5.3	Tipos de muro de mampostería	149
5.4	Condiciones de apoyo en muros de mampostería	150
5.5	Modificación de la ecuación unitaria por efecto de esbeltez	154
5.6	Influencia de momentos en los extremos sobre los efectos de esbeltez	154

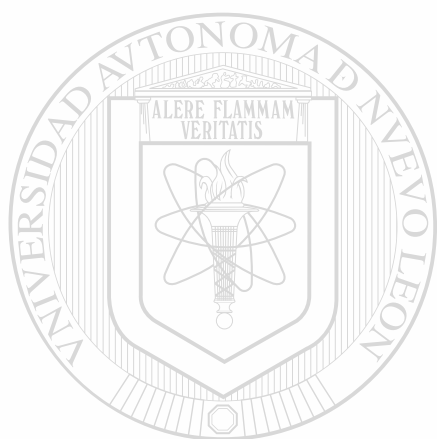
5.7	Diagramas de interacción simple para la combinación de carga axial y flexión	157
5.8	Combinación de carga axial y flexión con acero de refuerzo a tensión	158
5.9	Relaciones esfuerzo-deformación para mampostería y acero	164
5.10	Diseño por resistencia en mampostería reforzada	168
5.11	Piezas de mampostería	183
5.12	Requisitos para mampostería con refuerzo interior	194
5.13	Conectores y refuerzo en aberturas y pretiles	195
5.14	Muro de mampostería reforzada del ejemplo 5.1	202
<hr/>		
6.1	Construcción de una columna de mampostería	218
6.2	Columnas y pilastras	219
6.3	Detalles de columnas y pilastras	221
6.4	Efecto de esbeltez sobre la capacidad a compresión de columnas de mampostería	225
6.5	Excentricidad mínima de diseño (ACI 530/ASCE 5/TMS 402)	226
6.6	Altura efectiva de columnas de mampostería	227
6.7	Esquema simplificado de una columna bajo la combinación de carga axial y flexión	232
6.8	Diagrama de interacción de columnas	234
6.9	Análisis de columnas bajo flexión biaxial	236
6.10	Posibles arreglos de las pilastras	241
6.11	Cálculo de la transmisión de cargas a las pilastras	245
6.12	Cambio en la sección efectiva de la pilastra debido a la dirección de la carga después del agrietamiento	245
6.13	Diagramas de interacción para columnas de mampostería (Diseño por esfuerzos de trabajo)	251
<hr/>		
7.1	Construcción de muros de mampostería sujetos a cortante	258
7.2	Tipos de muros de cortante de mampostería	260
7.3	Modos de falla en muros de cortante de mampostería sin refuerzo	266

7.4	Comportamiento de muros de cortante de mampostería reforzada	267
7.5	Respuesta de los muros cortante de mampostería reforzada a carga sísmica en edificios de varios niveles	268
7.6	Planta tipo de muros de cortante de mampostería en un edificio de varios niveles	271
7.7	Deflexión de muros de mampostería debido a las deformaciones por flexión y cortante	272
7.8	Rigideces relativas de muros de mampostería con aberturas	279
7.9	Fuerzas actuando sobre el piso inferior de un edificio de varios niveles	281
7.10	Combinación de muros para el cálculo de las rigideces de muros con aberturas	284
7.11	Muro con aberturas (Cálculo de rigidez y distribución de cargas laterales)	286
7.12	Contribución del acero vertical en la resistencia a la flexión de un muro de mampostería	296
7.13	Conexiones de muros en edificios de mampostería de varios niveles	304
7.14	Detalles de conexiones muro-entrepiso, muro-azotea	305
7.15	Diseño por esfuerzos de trabajo de un muro cortante de mampostería del ejemplo 7.1	307
7.16	Diseño por resistencia de un muro cortante de mampostería del ejemplo 7.1	313

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

8.1	Edificios de varios niveles construidos con mampostería como sistema estructural principal	314
8.2	Condiciones de carga para el cálculo de las rigideces relativas del muro	319
8.3	Acción de toda la altura en cantiliver con carga lateral distribuida	321
8.4	Relación entre cortante y momento al primer entrepiso para el cálculo de las rigideces relativas empleando el Método 4	323
8.5	Consideraciones de los bordes en las rigideces de los muros	323
8.6	Perspectiva, planta típica y elevaciones del edificio de varios niveles del ejemplo 8.1	324
8.7	Presión del viento sobre la estructura	334

8.8	Distribución de la carga lateral en las dos direcciones ortogonales	335
8.9	Diagrama de cortante en la dirección X	336
8.10	Diagrama de cortante en la dirección Y	337
8.11	Diagrama de momentos en la dirección Y	338
8.12	Diagrama de momentos en la dirección X.....	339
8.13	Arreglo de muros cortante en planta para resistir	
8.14	los cortantetes longitudinal y transversal	340
9.1	Construcciones con mampostería reforzada	388



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

LISTA DE TABLAS

Tabla		Página
4.1	Espaciamiento de juntas de control de muros de mampostería de concreto, parcialmente reforzados	135
7.1	Efecto de la relación de aspecto sobre la deflexión por cortante	274
8.1	Resumen de cálculos para el diseño fuera del plano de muros de mampostería reforzada (Esfuerzos de trabajo)	347
8.2	Resumen de cálculos para el diseño en el plano de muros de mampostería reforzada (Esfuerzos de trabajo)	364

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

NOMENCLATURA

- a* Profundidad del bloque rectangular de esfuerzos de compresión equivalente.
- a* $h \tan 30^\circ + 0.5L - x'$, ecuación empleada en la transformación de la carga concentrada a una equivalente carga uniforme distribuida.
- b* Ancho efectivo de la sección transversal en el plano bajo consideración para diseño.
- c* Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema.
- d* Distancia desde la cara en compresión de miembros a flexión hasta el centroide del acero longitudinal en tensión.
- d_b* Diámetro de la varilla de refuerzo.
-
- d'* Distancia desde la fibra extrema hasta el centroide del acero en compresión.
- e* Excentricidad de la carga considerada en el diseño.
- e_k* Excentricidad que produce un esfuerzo igual a cero en la fibra extrema, para secciones sólidas equivale a $t/6$.
- e_x* Excentricidad de la carga considerada en la dirección " *x* ".
- e_y* Excentricidad de la carga considerada en la dirección " *y* ".
- e₁* Corresponde al extremo con menor valor de excentricidad.
- e₂* Corresponde al extremo con mayor valor de excentricidad.

- f_o Esfuerzo de compresión axial calculado debido a la carga axial de diseño.
- f_b Esfuerzo de flexión calculado en la fibra extrema considerando únicamente cargas de flexión.
- f_n Esfuerzo de compresión axial por flexión en la mampostería, calculado por diseño.
- $f_{mcrucio}$ Esfuerzo de compresión de la mampostería considerado como crítico para el efecto de esbeltez.
- f_m Esfuerzo de flexión de la mampostería, calculado en cualquier punto i de la sección transversal.
- f_r Módulo de ruptura de la mampostería.
- f_s Esfuerzo calculado en el acero debido a cargas de diseño.
- f_v Esfuerzo cortante calculado debido a las cargas de diseño.
- f_y Esfuerzo de fluencia a tensión en el acero.
-
- f'_m Resistencia de compresión especificada a los 28 días para la mampostería.
- f'_t Resistencia de tensión por flexión de la mampostería.
- h Altura del muro o columna entre puntos de soporte.
- h_p Altura de la pilastra en el plano del muro.
- h_i Altura libre de la franja i del muro cortante.
- h' Altura efectiva del muro o columna.
- j Relación o distancia entre la fuerza de compresión por flexión con respecto al centroide de la fuerza de tensión.

- k Es la relación entre la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión en miembros a flexión, con respecto al peralte del elemento, d .
- k Coeficiente que define la altura efectiva de un muro o columna de mampostería.
- k_b Es la relación entre la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión en miembros a flexión con respecto al peralte del elemento d , para la condición de deformación balanceada.
- l Longitud del claro entre apoyos.
- l_d Longitud de desarrollo de la varilla de refuerzo.
- n Relación modular.
- p Carga lateral.
- pu Carga lateral factorizada, uniformemente distribuida.
- r Radio de giro.
-
- s Separación de estribos o varillas en flexión en dirección paralela al refuerzo principal.
- t Ancho efectivo del muro o columna.
- t_f Ancho efectivo del borde de la celda hueca de la unidad de mampostería.
- u Esfuerzo permisible de adherencia por unidad de área de varilla de refuerzo.
- w_o Peso propio de la viga o dintel de mampostería.
- x Distancia en la dirección " x ".
- x_i Distancia desde el eje neutro hasta el punto i considerado.

- $x_{ref,i}$ Distancia en la dirección “ x ” desde el punto de referencia hasta el muro cortante i .
- x' Profundidad de la grieta en la sección sólida de la celda de mampostería, $3e - t/2$.
- x Distancia en la dirección “ x ” desde el punto de referencia hasta el centro de rigideces del nivel de entrepiso.
- y Distancia en la dirección “ y ”.
- y_i Distancia desde el eje neutro hasta el punto i considerado.
- $y_{ref,i}$ Distancia en la dirección y desde el punto de referencia hasta el muro cortante i .
- y_c Distancia desde el eje neutro hasta el centroide del acero en tensión.
- \bar{y} Distancia en la dirección y desde el punto de referencia hasta el centro de rigideces del nivel de entrepiso.

- A Área de la sección transversal de la mampostería considerada para el cálculo de la deflexión del muro debido a la combinación de flexión y cortante.
- A_e Área efectiva de la mampostería.
- A_i Área considerada para el muro i .
- A_m Área de la sección de mampostería.
- A_{mv} Área neta de la sección horizontal del muro considerado para resistir la fuerza cortante.
- A_n Área efectiva de la cama de mortero.
- A_s Área efectiva de acero en la sección transversal de columnas o elementos a flexión.
- A_{se} Área efectiva del refuerzo.
- A_{sv} Área del acero de refuerzo en la dirección vertical.
- A_{s1} Área de acero en tensión en una columna de mampostería.
- A_{s2} Área de acero en compresión en una columna de mampostería.
- A_v Área de acero de refuerzo requerido por cortante, perpendicular al acero longitudinal.
- C Fuerza de compresión resultante en el diseño.
- C_d Coeficiente de cortante.
- C_e Coeficiente de excentricidad.

C_f	Fuerza de compresión en la sección sólida de la celda hueca de la mampostería.
C_G	Punto donde se localiza la resultante de la fuerza lateral.
C_m	Resultante de la fuerza de compresión en la mampostería.
C_R	Punto matemático donde se concentran todas las rigideces de los muros de cortante de un entrepiso.
C_s	Coefficiente de esbeltez.
C_c	Resultante de la fuerza de compresión en el acero.
C_e	Fuerza de compresión en el borde de la celda hueca de la mampostería.
E	Módulo de elasticidad.
E_m	Módulo de elasticidad de la mampostería.
E_s	Módulo de elasticidad del acero.
F	Fuerza.
F_a	Esfuerzo permisible de compresión axial de la mampostería, en elementos sujetos a carga axial concéntrica únicamente.
F_b	Esfuerzo permisible de compresión por flexión de la mampostería, en elementos sujetos a cargas de flexión únicamente.
F_m	Esfuerzo de compresión permisible para el diseño de mampostería considerando flexión y carga axial.
F_s	Esfuerzo permisible en el acero.
F_{vc}	Esfuerzo de compresión permisible en el acero en columnas de mampostería.
G	Módulo de Rigidez.

G_m	Módulo de rigidez a cortante de la mampostería.
H	Claro vertical entre apoyos considerado en el diseño por el método de franjas.
I	Momento de inercia de la sección transversal considerada en el diseño.
I_{cr}	Momento de inercia de la sección transversal agrietada.
I_e	Momento de inercia efectivo considerado para el cálculo de deflexiones.
I_{eff}	Momento de inercia efectivo utilizando la sección transversal agrietada.
I_k	Momento de inercia de la sección transversal gruesa.
I_{tr}	Momento de inercia de la sección transversal transformada.
I_0	Momento de inercia de la sección no agrietada.
I_1	Momento de inercia de la sección transversal no agrietada en el extremo con mayor excentricidad.
I_2	Momento de inercia de la sección transversal no agrietada en el extremo con menor excentricidad.
L	Claro horizontal entre apoyos considerado en el diseño por el método de franjas.
M	Momento de diseño.
M_o	Momento aplicado en el diseño.
$M_{centroclaro}$	Momento al centro del claro considerado en el diseño de vigas de mampostería.
M_{cr}	Momento nominal de agrietamiento resistente en la mampostería.

M_h	Momento de diseño en dirección horizontal, empleado en el método de franjas.
M_i	Momento adicional en el muro i causado por el cortante resistente V_i .
M_i	Momento de diseño considerando cargas de viento únicamente.
M_n	Momento nominal resistente.
M_{ov}	Momento de diseño provocado por la presencia de aberturas en el muro.
M_s	Momento de servicio a media altura del muro.
M_u	Momento factorizado o último.
M_v	Momento de diseño en dirección vertical, método de franjas.
M_x	Momento permisible en la dirección " x ".
$M_{x,diseño}$	Momento de diseño en la dirección " x ".
M_y	Momento permisible en la dirección " y ".
$M_{y,diseño}$	Momento de diseño en la dirección " y ".
M_0	Momento resistente cuando la excentricidad es cero.
P	Carga de diseño.
P_a	Capacidad permisible en columnas de mampostería reforzada.
P_{baxial}	Carga axial permisible considerando flexión en las dos direcciones.
P_c	Carga de pandeo.

P_c	Carga crítica de pandeo descrita por Euler.
$P_{esbeltez}$	Capacidad de carga axial considerando efectos de esbeltez.
P_i	Fuerza cortante resultante en el muro i .
P_n	Carga axial nominal resistente en la mampostería.
P_o	Carga axial nominal resistente para la mampostería sin considerar cargas de flexión.
P_{on}	Carga factorizada de azotea o entrepiso.
P_u	Carga axial factorizada.
P_{ww}	Peso factorizado del muro en la sección considerada.
P_x	Máxima carga axial permisible considerando flexión uniaxial en la dirección " x ".
P_y	Máxima carga axial permisible considerando flexión uniaxial en la dirección " y ".
Q	Primer momento alrededor del eje neutro de una porción de la sección transversal entre el plano bajo consideración y la fibra extrema.
R	Factor de reducción.
R	Rigidez a cortante.
R_c	Rigidez a cortante considerando al muro en cantiliver.
R_f	Rigidez a cortante considerando al muro con sus extremos empotrados.
R_{muro}	Rigidez total del muro.
R_{vi}	Rigidez del muro cortante i a flexión en la dirección " x ".

R_{ii} Rigidez del muro cortante i a flexión en la dirección “ y ”.

S Módulo de sección transversal considerada en el diseño.

T Fuerza de tensión por diseño.

T_s Fuerza de tensión en el estribo.

V Fuerza cortante considerada en el diseño.

V_i Fuerza cortante resistente en el muro i .

V_m Cortante resistente por la mampostería.

V_s Cortante resistente por el acero de refuerzo.

V_x Fuerza cortante en la dirección “ x ”.

V_{xi} Cortante que resiste el muro i al aplicar una carga externa en la dirección “ x ”.

V_y Fuerza cortante en la dirección “ y ”.

V_{yi} Cortante que resiste el muro i al aplicar una carga externa en la dirección “ y ”.

V_{vir} Cortante torsional.

V_{yd} Cortante directo.

W Peso de la superficie vertical del muro para la distribución de cargas sobre dinteles.

W $P/1.155h$, ecuación empleada para obtener la carga uniforme equivalente a la carga concentrada P en el diseño de vigas y dinteles.

--- --

α Coeficiente empleado para determinar la deflexión de un muro bajo cargas de servicio.

α Coeficiente igual a 1.5, empleado en el método del contorno de carga.

β Coeficiente igual a 1.5, empleado en el método del contorno de carga.

β_1 $1.05 - 0.0073 f'_m \leq 0.85$, f'_m en MPa.

δ Coeficiente de amplificación de momentos para considerar los efectos de esbeltez.

ϵ_m Deformación unitaria de la mampostería.

ϵ_s Deformación unitaria del acero de refuerzo.

ϵ_u Deformación unitaria última de compresión en la mampostería igual a 0.003.

ϵ_y Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo. ®

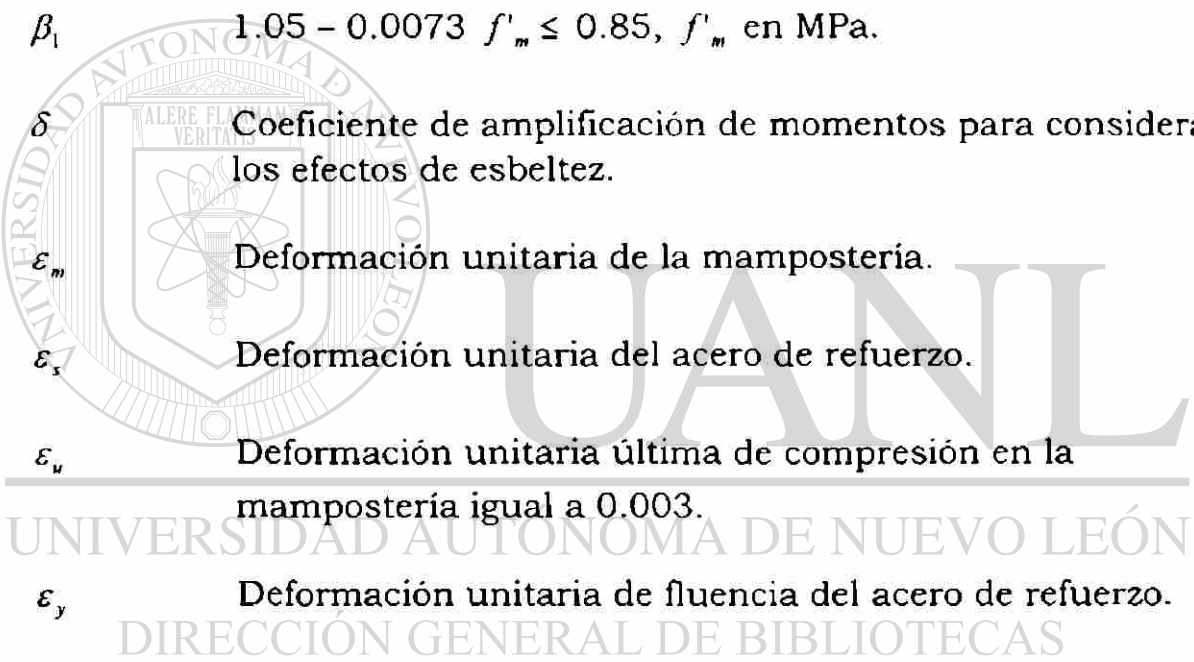
ϕ Factor de reducción de resistencia.

ϕ_s Factor de reducción de resistencia a cortante.

γ_1 Coeficiente igual a 0.85, empleado para determinar M_u en función del índice de refuerzo.

π 3.141593

ρ Relación entre el área de acero de refuerzo a tensión, A_s , con respecto al área de la sección transversal considerada, bd .



ρ_b Relación de refuerzo que produce la condición de deformación balanceada.

ρ_{equiv} Cuantía de acero en la sección transversal del elemento.

ρ_{max} Máxima cuantía de acero especificada para la sección transversal del elemento.

ρ_{min} Mínima cuantía de acero especificada para la sección transversal del elemento.

ρ_v Cuantía del acero distribuido en dirección vertical en la sección transversal del elemento.

ρ_u Carga lateral empleada en el diseño por el método de franjas.

ρ_{uh} Carga lateral distribuida en la dirección horizontal para ser empleada en el diseño por el método de franjas.

ρ_{uv} Carga lateral distribuida en la dirección vertical para ser empleada en el diseño por el método de franjas.

σ_s $M_{ov}x_s / I$.

ω Índice de refuerzo.

Σ_o Sumatoria de los perímetros de todas las varillas longitudinales.

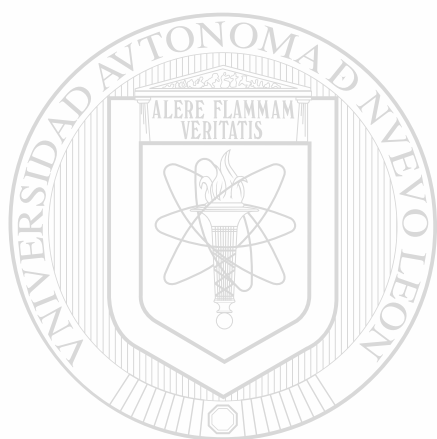
Δ Deflexión.

Δ_c Deflexión de un muro considerado en cantiliver para la combinación de flexión y cortante.

Δ_{cr} Deflexión del muro considerando el momento de agrietamiento.

Δ_f Deflexión de un muro considerado empotrado en sus extremos para la combinación de flexión y cortante.

- Δ_{muro} Deflexión de un muro de cortante considerando el efecto de las aberturas.
- Δ_s Deflexión del muro considerando el momento de servicio.
- Δ_u Deflexión considerando cargas factorizadas.
- Δ_v Deflexión del muro en el instante que inicia la sedencia.
- Δ_0 Deflexión calculada a media altura del muro, debida al momento de primer orden.



UANL

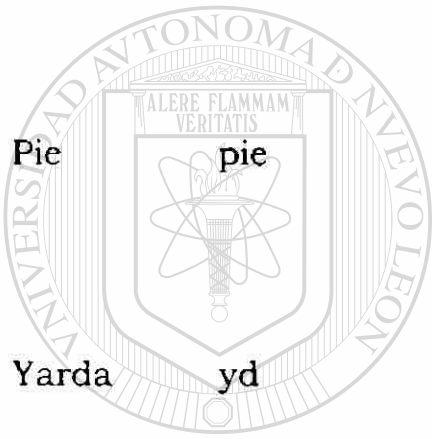
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

FACTOR DE CONVERSION DE UNIDADES

Unidad	Abreviatura	Factor	Unidad	Abreviatura
Pulgada	pulg	0.0254	Metros	m
		2.54	Centímetros	cm
		25.40	Milímetros	mm
Pie	pie	0.3048	Metros	m
		30.48	Centímetros	cm
		304.8	Milímetros	mm
Yarda	yd	0.9144	Metros	m
		91.44	Centímetros	cm
		914.4	Milímetros	mm
Milla	m	1.609	Kilómetros	km
Pulgada Cuadrada	pulg ²	6.451	Centímetros Cuadrados	cm ²
Pie Cuadrado	pie ²	0.0929	Metros Cuadrados	m ²
Yarda Cuadrada	yd ²	0.836	Metros Cuadrados	m ²



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Milla Cuadrada	m ²	2.588	Kilómetros Cuadrados	km ²
----------------	----------------	-------	----------------------	-----------------

Pulgada Cubica	pulg ³	16.387	Centímetros Cúbicos	cm ³
----------------	-------------------	--------	---------------------	-----------------

Pie Cúbico	pie ³	0.0283	Metros Cúbicos	m ³
------------	------------------	--------	----------------	----------------

Yarda Cúbica	yd ³	0.764	Metros Cúbicos	m ³
--------------	-----------------	-------	----------------	----------------

Galón	gal	3.785	Litros	lt
-------	-----	-------	--------	----

Millas por Hora	mph	1.6093	Kilómetros por Hora	kph
-----------------	-----	--------	---------------------	-----

Libra	lb	0.4536	Kilogramos	kg
-------	----	--------	------------	----



Kilo-libra	klb	4.45	Kilo-Newton	kN
------------	-----	------	-------------	----

Tonelada	Ton	907.2	Kilogramos	kg
----------	-----	-------	------------	----

Libras-pulg	lb-pulg	11.298	Newton-cm	N-cm
		0.113	Newton-m	N-m

Libras-pie	lb-pie	1.3558	Newton-metros	N-m
------------	--------	--------	---------------	-----

Libras Por pie	lb/pie	14.593	Newton por m	N/m
----------------	--------	--------	--------------	-----

Libras			Newton	
Por in ²	lb/pulg ²	0.0069	por cm ²	N/cm ²

Kilo-libra			Mega Newton	
Por in ²	klb/pulg ²	6.895	por m ²	MN/m ²

Libras			Newton	
Por pie ²	lb/pie ²	47.880	por m ²	N/m ²

Newton			Pascales	
Por m ²	N/m ²	1.0		Pa

Caballos			Newton-metro	
de Fuerza	hp	745.7	por segundo	N-m/seg



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPÍTULO 1

MAMPOSTERÍA ANTIGUA

1.1 Introducción.



Fig. 1.1 Las Tres Grandes Pirámides de Giza, en Egipto.

Desde los tiempos antiguos hasta nuestros días, se pueden apreciar una gran variedad de ejemplos de construcciones espectaculares de mampostería, que podría ser muy difícil y extremadamente costoso el

poder duplicarlas hoy en día, aún y con nuestros avances en materia de diseño, maquinaria y técnicas modernas de producción de materiales de construcción. Al observar el uso que se le dió a la mampostería en el pasado podremos entender de una mejor manera la perspectiva del diseño actual. En ocasiones la estructuración de las construcciones antiguas sirve como modelo de inspiración para el diseñador, ya que desde el punto de vista analítico, los ejemplos de formas estructurales sofisticadas se establecieron hace poco más de 10,000 años.

El desarrollo de las estructuras de mampostería a través de la historia ha sido limitado por los siguientes factores: la disponibilidad de los materiales, las habilidades del constructor, el planteamiento empleado en el diseño (intuitivo o analítico), y los costos de construcción. La importancia de cada uno de estos factores ha variado en el tiempo. Hoy en día, el factor del costo de construcción se ha convertido en el mayor limitante de las estructuras de mampostería actuales.

1.2 Historia de los materiales de mampostería.

Una gran cantidad de materiales han sido utilizados como mampostería. Cuando las civilizaciones se desarrollaban en las riveras de los ríos, los depósitos aluviales eran utilizados para formar ladrillos.

La cultura mesopotámica se ubicó entre los ríos *Tigris* y *Eúfrates*, y creó toda una arquitectura con ladrillos. Por su parte, los pueblos que existieron en las vecindades de las montañas utilizaron rocas. A lo largo de las montañas del valle del *Nilo*, los egipcios construyeron una gran cantidad de monumentos de roca. En las regiones árticas se han utilizado los bloques de hielo para formar iglúes, mientras que en las ciudades modernas el vidrio es utilizado con frecuencia para formar muros de mampostería. Ahora, los materiales comunes de mampostería se hacen con rocas, arcilla, silicato de calcio y concreto.



Fig. 1.2 Templo de roca de *Ramses II*, en Egipto.

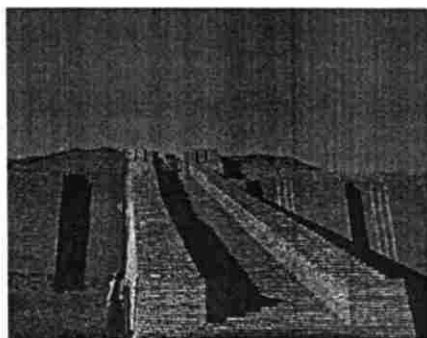
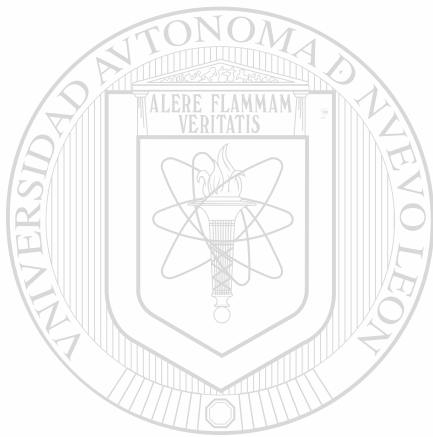


Fig. 1.3 Mampostería de ladrillo “Zigurat”, en Mesopotamia.



Fig. 1.4 Mampostería de hielo. “Iglúes”, en Alaska.



NL

Fig. 1.5 Condominio moderno, en los Estados Unidos.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

1.2.1 Mampostería de roca

La primera mampostería fue un conjunto de agregados naturales que eran seleccionados y se apilaban utilizando tierra como mortero entre ellos. Actualmente el uso que se da a las rocas no es de tipo estructural, sino más bien como fachada. El basalto y el granito son algunos tipos comunes de roca utilizados en las construcciones de mampostería.

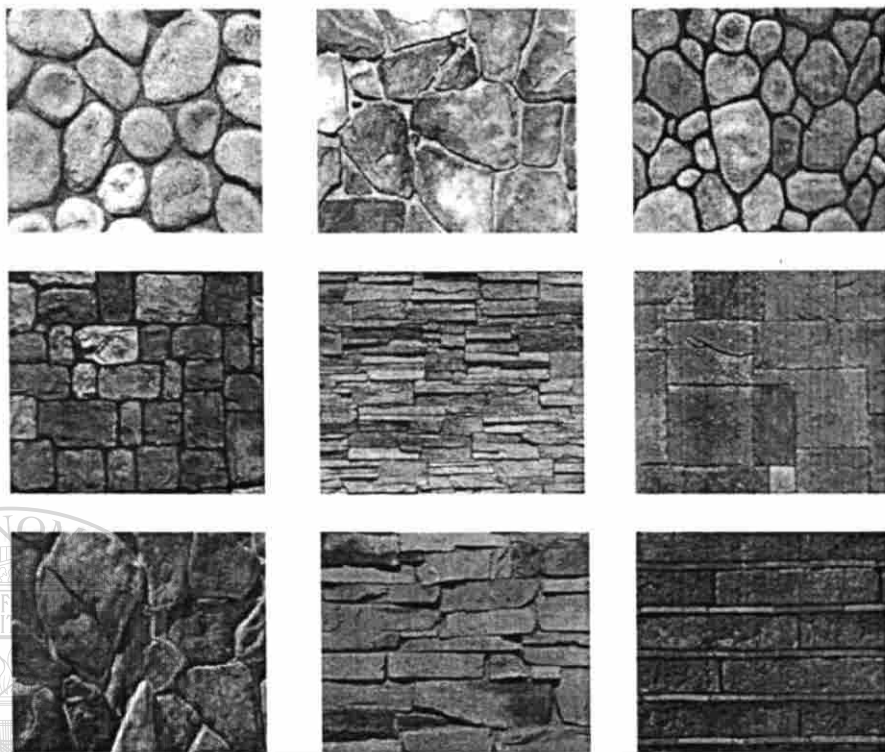


Fig. 1.6 Mampostería de roca.

1.2.2 Mampostería de arcilla.

El uso de los ladrillos de arcilla en las construcciones se inició hace poco más de 10,000 años. Los ladrillos secados al sol fueron utilizados en las ciudades de Babilonia, Egipto, España, Centro y Sudamérica, así como en las reservaciones indias de los Estados Unidos, por citar algunos ejemplos. La palabra adobe, que proviene del árabe “atob” significa ladrillo secado al sol. El proceso de fabricación de ladrillos en Europa, por lo menos en Roma, tomaba un largo tiempo, ya que se

requería que los ladrillos secados al sol tuvieran al menos cinco años antes de ser utilizados en las construcciones.

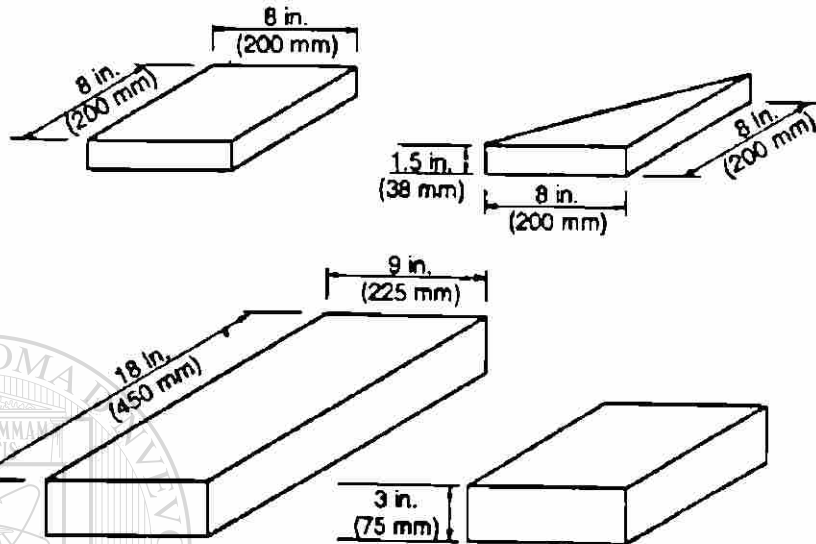


Fig. 1.7 Ladrillos romanos.

A pesar de que la primera máquina para fabricar ladrillos fue patentada en 1619, la producción mecanizada de ladrillos se inició en 1858 con la introducción del horno *Hoffmankiln*, el cual permitió que el curado de ladrillos formara parte del proceso continuo de producción. En la actualidad, el proceso completo de producción de ladrillos (mezclado, vaciado en moldes, secado, curado, almacenamiento y entrega) está altamente mecanizado, y puede realizarse en menos de una semana.

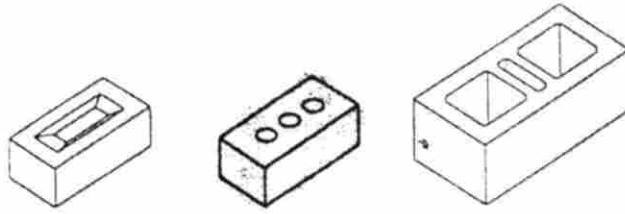


Fig. 1.8 Unidades contemporáneas de mampostería de arcilla.

1.2.3 Mampostería de silicato de calcio.

En el pasado, los ladrillos de silicato de calcio se hacían moldeando al mortero de limo en forma de ladrillo y permitiendo que se secase al sol. En los Estados Unidos, en 1866, con la introducción del vapor, el proceso de producción se aceleró grandemente, pero continuo siendo muy lento. En Alemania, en 1894, la presión de vapor fue utilizada para el curado de las unidades de silicato de calcio, y el resultado de ello fue la producción rápida de unidades modernas de mampostería de silicato de calcio.

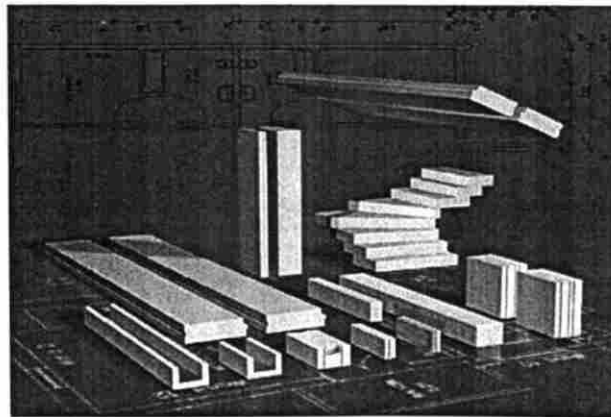


Fig. 1.9 Unidades contemporáneas de mampostería de silicato de calcio.

1.2.4 Mampostería de concreto.

Las primeras unidades de mampostería de concreto aparecieron casi al mismo tiempo que el proceso de curado a vapor de las unidades de silicato de calcio y del desarrollo de cementos de mejor calidad. Los primeros bloques de concreto no fueron muy populares, debido a que eran sólidos, y por lo tanto bastante pesados. Las técnicas para fabricar bloques de concreto con huecos en moldes de madera se desarrollaron alrededor de 1866. En 1914, el vaciado mecánico reemplazó al proceso manual y en 1924 se introdujo la primera máquina mezcladora al proceso de producción. Un avance aún mayor se logró en 1939, con la introducción del mezclado por medio de vibración. Las técnicas de curado también progresaron; se reemplazó el curado al aire con: curado con vapor de agua, curado con vapor de presión atmosférica, curado con vapor a alta presión (autoclave) y sistemas de curado con calor.

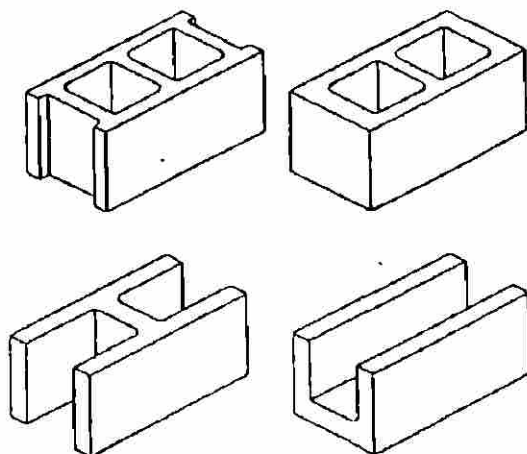


Fig. 1.10 Unidades contemporáneas de mampostería de concreto.

1.2.5 Morteros.

Los primeros morteros fueron utilizados principalmente como relleno en grietas y para proveer una superficie de contacto uniforme entre las unidades de mampostería, sus características dependían en gran medida, de las condiciones de exposición y espesor de las juntas. Los egipcios utilizaron yeso calcinado como mortero, y un par de siglos después, los griegos y los romanos añadieron limo al agua, y con la adición de arena, rocas o ladrillos, produjeron los primeros tipos de concreto. Los romanos encontraron que los morteros de limo no eran resistentes al agua, pero al mezclar el limo con ceniza volcánica produjeron lo que hoy se conoce como cemento puzolánico. El nombre puzolánico se deriva de la villa de *Pozzuoli* cerca del volcán *Vesubio*, donde se encontró la ceniza volcánica. El coliseo de Roma es un ejemplo de una estructura construida con cemento puzolánico como mortero.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

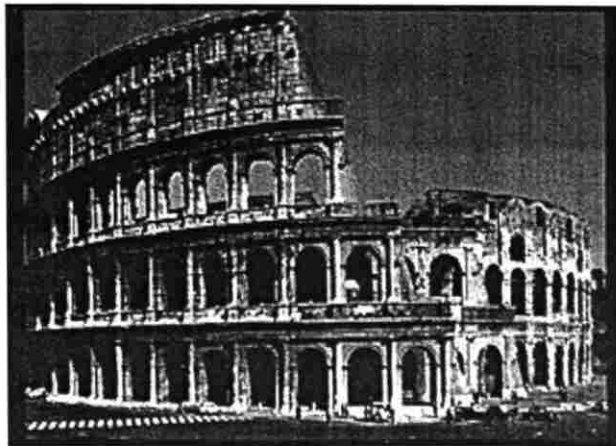


Fig. 1.11 El Coliseo, en Roma, Italia.

Los desarrollos importantes en mortero y cemento se dieron en el siglo dieciocho, cuando *John Smeaton*, durante la reconstrucción del faro de *Eddystone*, mezcló puzolana con piedras de limo que contenían una alta proporción de arcilla, hecho que produjo un mortero durable que podía pegar y endurecer aún en presencia de agua. *Smeaton* reconoció la importancia de la arcilla y fue el primero en entender las propiedades químicas del limo hidráulico. El siguiente desarrollo importante fue la patente y producción del *cemento portland* que *Joseph Aspdin* realizó en Inglaterra en la primera mitad del siglo diecinueve. *Aspdin* combinó cemento portland con arena, limo y agua, lo cual produjo un mortero mucho más resistente, que podía pegar y endurecer aún en presencia de agua.

1.3 Las primeras construcciones con elementos de mampostería.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Existen dos problemas estructurales fundamentales, cuando se construye un edificio; cómo poder mantener una altura determinada y cómo lograr librar claros entre los huecos. En este sentido, en las construcciones de mampostería, esto se logra mediante los siguientes elementos: columnas, torres, muros, dinteles, vigas y arcos.



Fig. 1.12 Detalles de elementos estructurales antiguos.

1.3.1 Pirámides.

La primer pirámide fue construida por los egipcios en el año 3000 A.C., formó parte de un conjunto de tumbas construidas con ladrillo, llamadas *mastabas*, y tenían una altura de 9 metros (ver Fig. 1.13). Otro de los primeros tipos de pirámide se encontró en Mesopotamia, llamada

Zigurat, la cuál consistía en una pirámide artificial de ladrillo y lodo de

53 metros de altura con escaleras ceremoniales que conducían al templo en la parte superior. Otros templos con forma de pirámide también

fueron construidos en ciudades de Centro y Sudamérica, desde el año

900 A.C, hasta el año 1400 D.C. Estos templos fueron construidos con

ladrillo o rocas, normalmente contenían recintos en diferentes niveles y

lograron alcanzar alturas superiores a los 57 metros. La gran pirámide

de *Keóps* requirió alrededor de dos millones de bloques de piedra, con

un peso promedio de 2.5 toneladas cada una; pero algunas de las

pedras llegaron a pesar hasta 15 toneladas. La Fig. 1.15 muestra algunos tipos de pirámides en el mundo.



Fig. 1.13 Primer pirámide “Mastaba”, en Egipto.

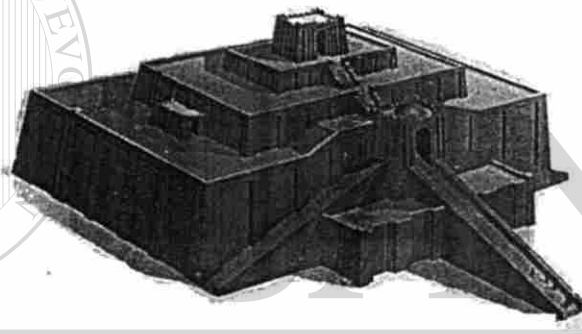
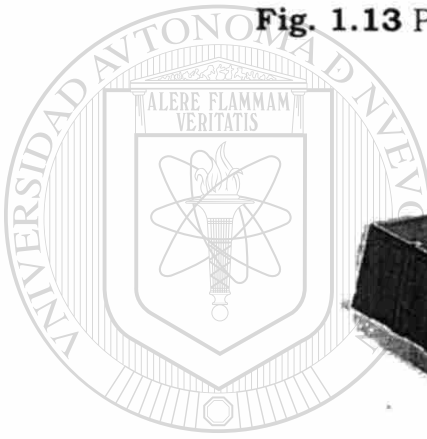
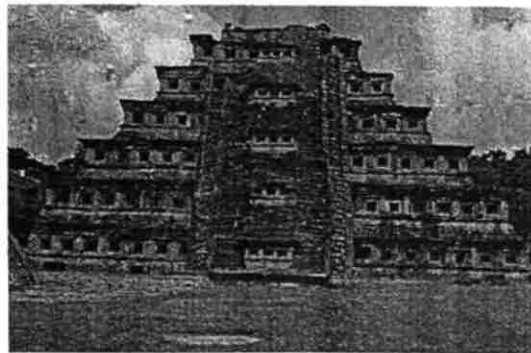


Fig. 1.14 Pirámide “Zigurat”, en Mesopotamia.

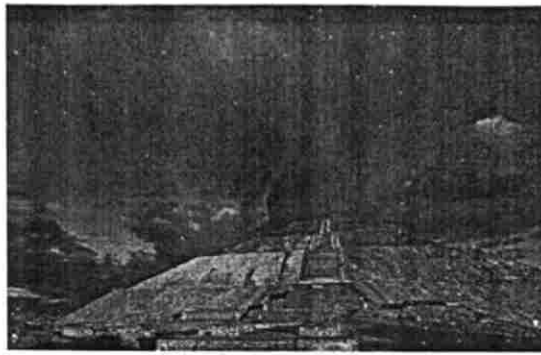
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



a) Templo de nichos: El *Tajín*, en México.

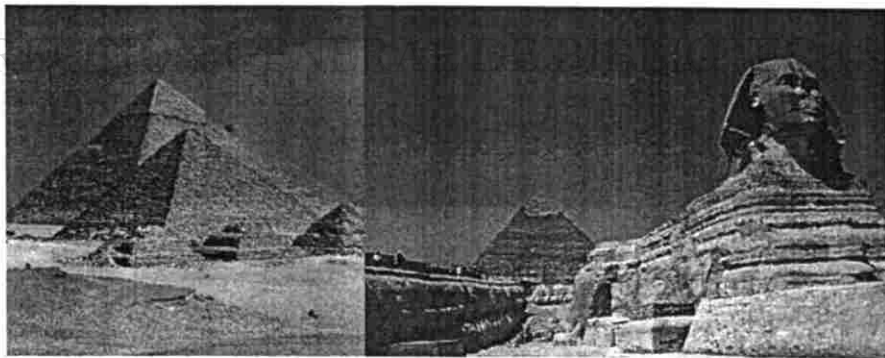


b) Pirámide del Sol, en *Teotihuacan*, México.



c) El Castillo de Ruinas en *Chichen Itzá*, en México.

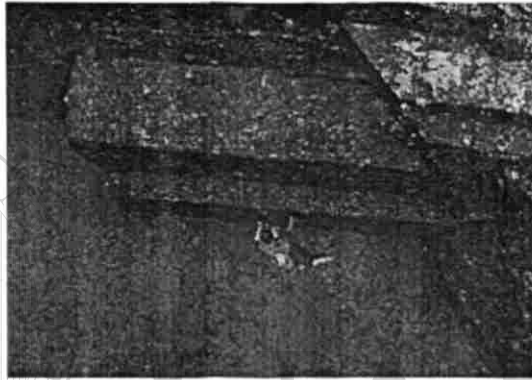
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



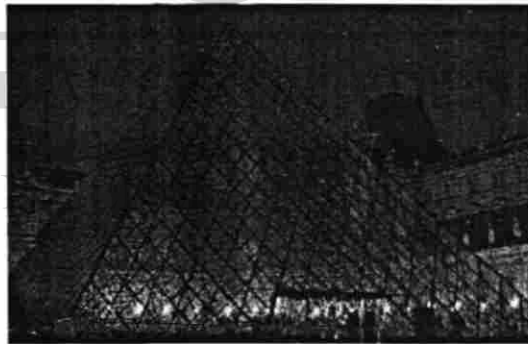
d) La “Esfinge”, guardián de las pirámides de Egipto.



e) Pirámide *Guimar*, en España.



f) Pirámide *Izanami*, bajo el mar de Japón.



g) Pirámide del *Louvre*, en Francia.

Fig. 1.15 Pirámides en el mundo.

1.3.2 Muros.

En la construcción de muros se requiere mucho menos material que en las pirámides; sin embargo, en tiempos antiguos los muros fueron invariablemente sólidos y de un gran volumen. Los muros fueron utilizados para retener tierra, fortificar comunidades o para seccionar edificios y, en general, se construían con rocas o ladrillos secados al sol.

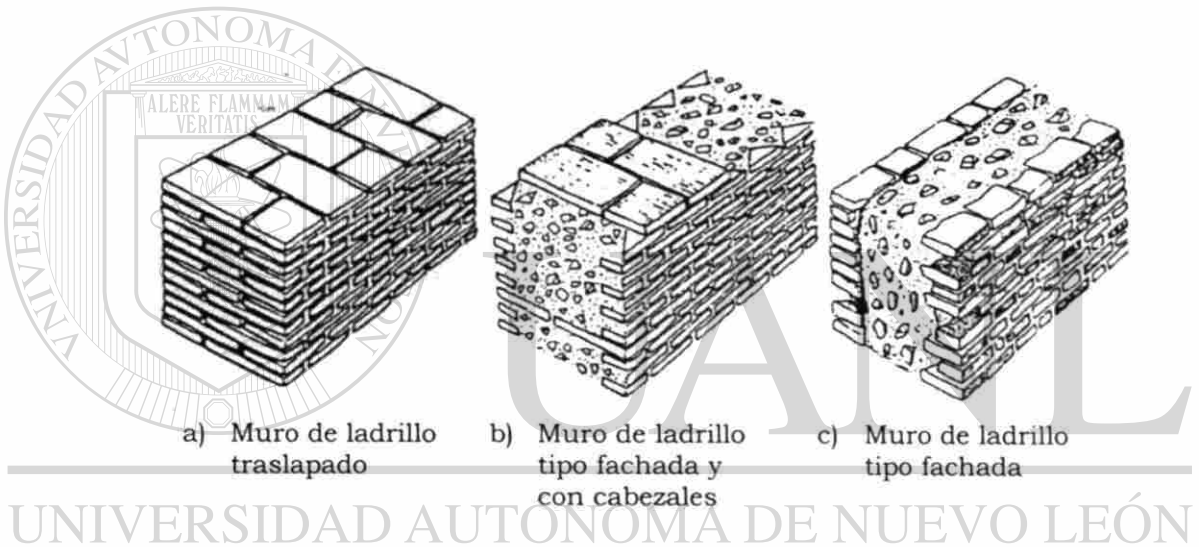


Fig. 1.16 Primeros muros de mampostería.

En el antiguo muro de mampostería se utilizaron ladrillos de barro, con juntas de lodo como mortero, de 1 a 40 milímetros de espesor, y se utilizó caña, en algunas carreras horizontales de ladrillo, para aumentar la resistencia del muro y controlar el agrietamiento. La gran masa (espesor) con el que se construían los muros tenía como objetivo aumentar la estabilidad.

Un ejemplo de un muro masivo o de gran espesor, se puede encontrar en el palacio de *Ctesiphon*, en Mesopotamia; donde un muro de ladrillo de barro de 5 metros de espesor, en su base, se levanta hasta una altura de 34.40 metros sobre la superficie.

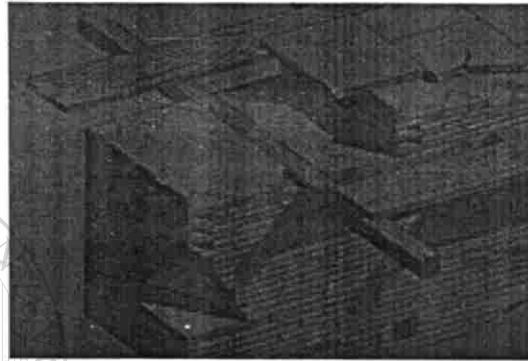


Fig. 1.17 Construcción tradicional de un muro de mampostería reforzada, en la antigua Roma.

1.3.3 Columnas y torres.

Una sección transversal es más eficiente cuando se concentra el material en sus extremos. Este principio fue utilizado en la construcción de estructuras tipo torre, donde los muros perimetrales delimitaban el espacio interior. Un ejemplo de ello se puede observar en la columna de *Trajano*, construida en Roma en el año 113 D.C. La Catedral de *Estrasburgo*, construida en Francia en 1439, fue el edificio más alto del mundo antes del siglo veinte; la construcción alcanzó una altura de 142 metros, ligeramente menor que la gran pirámide de *Keops*.

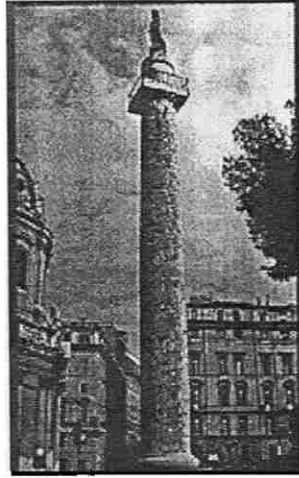


Fig. 1.18 Columna de *Trajano*, en Roma.

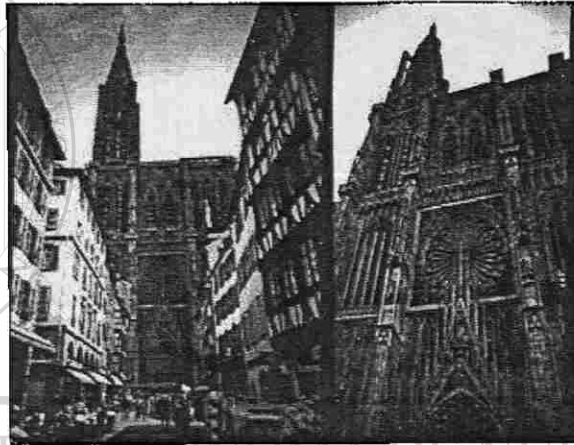


Fig. 1.19 Catedral de *Estrasburgo*, en Francia.

1.3.4 Vigas y dinteles.

Los primeros hombres colocaron rocas sobre otras dos rocas, para librar claros, utilizando el principio de balanceo de cargas. Podemos observar ejemplos de dinteles de mampostería en el círculo ceremonial de piedras de *Stonehenge*, así como en la arquitectura clásica griega del *Partenón*, en Atenas.



Fig. 1.20 Círculo de piedras ceremoniales de *Stonehenge*, en Inglaterra.

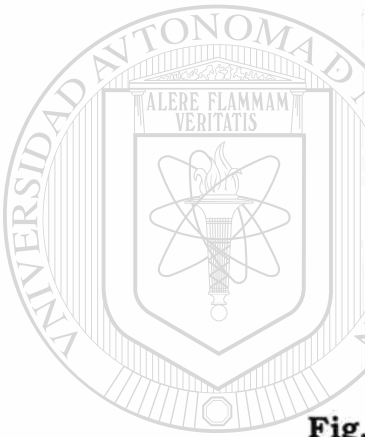


Fig. 1.21 Partenón de Atenas, en Grecia.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

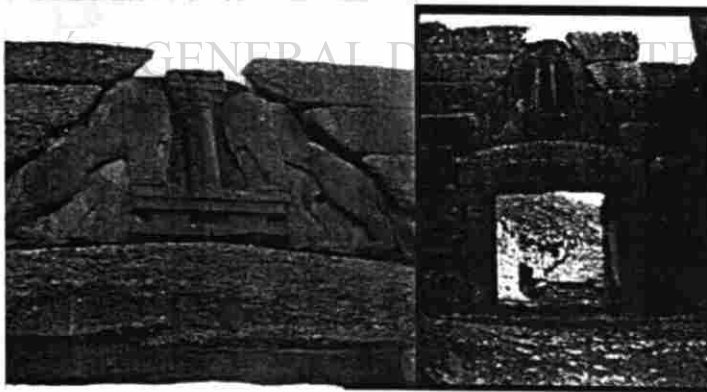


Fig. 1.22 Puerta del León de *Micenas*, en Grecia.

1.3.5 Arcos.

Siempre será posible lograr un claro mayor si se utilizan dos rocas inclinadas, una contra la otra, dando forma de un arco primitivo, en vez de un simple dintel de roca. Un ejemplo de ello se puede encontrar en el *Templo de Apolo*, en *Delfos* (426 A.C.) donde se libra un claro de 6 metros.

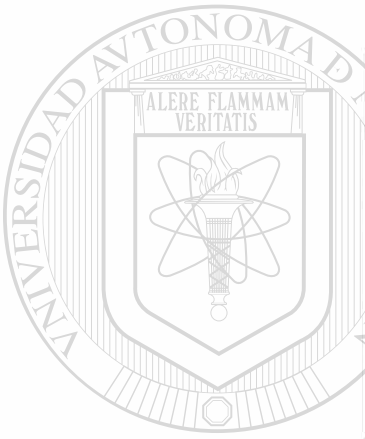


Fig. 1.23 Templo de *Apolo*, en Grecia.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

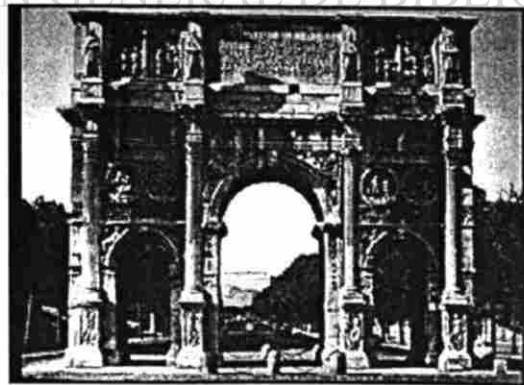


Fig. 1.24 Arco de Constantino, en Roma.

Un avance estructural más importante se logró con la introducción del primer arco verdadero, en el año 1400 A.C., construido mediante rocas o ladrillos colocados en forma de semicírculo (Dovela). Esta forma de construcción tiene la posibilidad de cubrir grandes claros, debido a que la mampostería se encuentra bajo esfuerzos uniformes de compresión. Un ejemplo de construcción de un arco de forma parabólica se encuentra en el palacio de *Ctesiphon*, en Irak, construido en el año 550 D.C., con ladrillos de barro de 7.3 metros de espesor en su base; el arco tenía una altura de 36.7 metros y cubrió un claro de 25.3 metros. En Europa, en 1598 se terminó de construir el arco gótico más grande, que cubría un claro de 22 metros, sobre la Catedral de Gerona en España.



Fig. 1.25 Palacio de *Ctesiphon*, *Taq-i-Kisra*, en Irak.



Fig. 1.26 Arco romano construido con ladrillos.

1.3.6 Bóvedas y domos.

La construcción de bóvedas o arcos verdaderos se realizó colocando rocas o ladrillos en carreras horizontales, con sus juntas de mortero radiando desde un centro. Se requería de soportes temporales, hasta que la bóveda estuviera terminada. Los romanos emplearon con frecuencia este método, utilizando una combinación de ladrillo y concreto. Un impresionante ejemplo de ello se terminó en el año 313 D.C., el cual consistió en una bóveda semicircular, con un claro de 25 metros, en la Basílica de Constantino, en Roma. Otro método de construcción de bóvedas consistía en colocar las unidades de mampostería de roca o ladrillo de barro como una serie de anillos o arcos longitudinales. De esta forma, no se requerían soportes temporales. La primer construcción de este tipo se encontró en el palacio de Sargos, en Persia, construida en el año 720 A.C.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

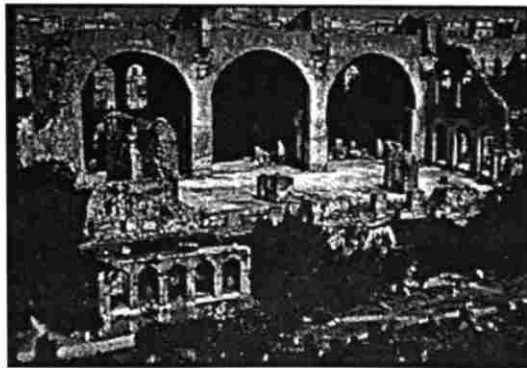


Fig. 1.27 Basílica de Constantino, en Roma

La construcción de un domo consiste en carreras horizontales de unidades de mampostería, con juntas más o menos radiales. También requieren soportes temporales, principalmente durante la construcción de la corona. Los anillos de refuerzo en la parte inferior de los domos semiesféricos fueron utilizados por primera vez en el domo gótico de la Catedral de Florencia, en Italia, que fue terminada en 1462. Un gran número de casas con forma de domos parabólicos hechos con ladrillos de barro fue construido por los romanos en la isla de *Chipre*, alrededor del año 565 D.C. Durante los siglos quince al diecinueve, en Europa, fue común el uso de domos góticos. Un ejemplo de ello es el domo de la Catedral de San Pedro, en Roma, terminada en 1590.

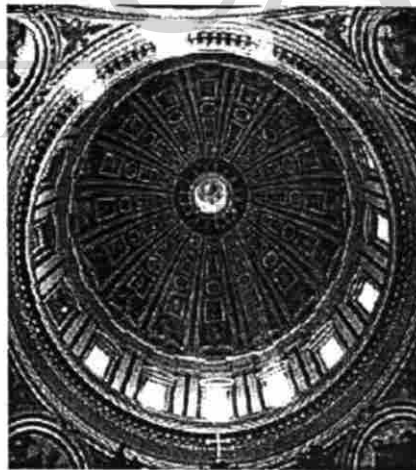


Fig. 1.28 Domo de la Basílica de San Pedro, en Roma.

1.4 Desarrollo histórico de las estructuras de mampostería.

El adobe, una mezcla de arena y arcilla más un agente estabilizador, es uno de los materiales de mampostería más antiguos que ha sido utilizado en la construcción de casas, desde el comienzo de la civilización. A pesar de que generalmente se asocia con las culturas indias hispánicas de Centro y Sudamérica, este material también se ha encontrado en algunas construcciones monumentales de Grecia y Roma. Existe un gran número de ejemplos de construcciones de varios niveles hechos de adobe, como los pueblos de *Taos* y *Acoma*, en Nuevo México.



Fig. 1.29 Palacio *Cliff* en el Parque Nacional Mesa Verde, en Colorado.

El uso de la mampostería de ladrillo apareció con el florecimiento de los primeros pueblos egipcios, romanos y griegos. La pirámide de *Keops* en Egipto, por citar un ejemplo, se eleva a una altura de 145 metros y

continúa siendo la estructura de mampostería simple más grande que ha sido construida por el hombre. La gran muralla China es otro coloso de las construcciones de mampostería. Uno ejemplo de construcción más espectacular, de gran utilidad y que ocupó un espacio importante dentro de las maravillas antiguas del mundo, fue el faro de Alejandría, la estructura tenía una altura de 167.50 metros (similar a la del monumento de *George Washington*) , y llegó a tener una vida de 1500 años antes de ser destruido por un sismo, en el siglo trece.



Fig. 1.30 La Gran Muralla China.



Fig. 1.31 El Faro de Alejandría, en Egipto.

Durante la edad media, las civilizaciones del occidente desarrollaron una gran cantidad de castillos y catedrales que fueron verdaderas construcciones de mampostería. El domo de Hagía Sofía, en Estambul fue construido con ladrillos de 50 milímetros de espesor.

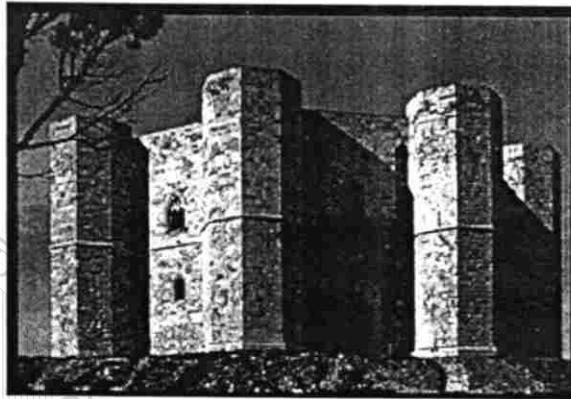


Fig. 1.32 Castillos medievales.

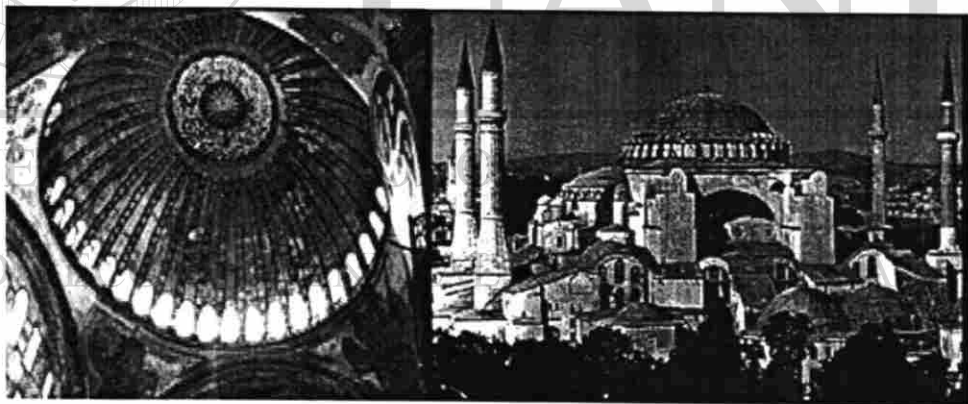


Fig. 1.33 Domo de Hagía Sofía, en Estambul.

Algunos ejemplos de mampostería de roca, aún en pie hoy, se encuentran en algunas regiones de los Estados Unidos (Nuevo México, Colorado y Arizona). La civilización *Anasazi*, en el período comprendido entre los siglos cinco y trece, construyó dos tipos de muros de

mampostería; muros simples y muros dobles. En sus construcciones utilizaron bloques de forma rectangular, y crearon un mortero fabricado con suelo limoso de color rojo, del cual, conocieron que disminuía la tendencia de contracciones excesivas por secado, si añadía arena o suelo arenoso a la mezcla del mortero. Después de realizar varias mezclas con el mortero, encontraron que podían producir diferentes colores de mezcla y dar una apariencia distinta al muro; además, notaron que al colocar pequeñas piedras entre las juntas de mortero se contribuía a disminuir los efectos de la contracción del muro por secado.

No cabe duda de que estas aplicaciones de la mampostería indican que aún durante aquellos días, los constructores y diseñadores comenzaban a entender, al menos de una forma intuitiva, cómo se transmitían las cargas desde los elementos estructurales, hacia el suelo de desplante. Recordemos que fue *Aristóteles* quien explicó correctamente cómo se resistirían las fuerzas de gravedad por medio de un arco. *Leonardo da Vinci* abundó en esta teoría, explicando la acción de mecanismos internos entre los elementos de un arco. El planteamiento actual de una carga triangular sobre dinteles de mampostería tiene su origen en esta explicación clásica. Los arcos y las columnas fueron los dos elementos principales de las construcciones antiguas de mampostería. La capacidad de soportar carga de estos

elementos fue de los primeros conceptos que se definieron matemáticamente, y fue *Euler*, un matemático suizo, quien a mediados del siglo dieciocho definió la capacidad de carga de una columna, en términos de su capacidad última de pandeo. A pesar de la mayoría de los esfuerzos posteriores por obtener un modelo más complejo, esta simple definición matemática representa hoy la expresión elástica fundamental, para la capacidad de carga de una columna de cualquier clase de material. Las ciudades amuralladas del siglo doce, que todavía se mantienen en pie, ciertamente demuestran la buena apreciación que tenían las civilizaciones antiguas del comportamiento de la mampostería. En la ciudad amurallada de *Rotenburgo*, estos primeros constructores de roca utilizaron otro elemento estructural, que es conocido actualmente como “contrafuerte”, iniciando con esto, la idea de espaciar los muros de mampostería entre elementos verticales de soporte. Es importante observar que las relaciones de altura y espesor del pasado, son las mismas que se recomiendan actualmente, para los muros de mampostería no reforzada.

Los antiguos constructores le dieron a la mampostería un uso aún más sorprendente; desarrollaron lo que hoy se considera una técnica moderna de construcción, el pre-esfuerzo. Hicieron trabajar a las carreras inferiores de mampostería en los muros como arcos planos, es decir, la carga de la parte superior del muro generaba fuerzas de

compresión en el arco plano, produciendo esfuerzos verticales de compresión, debido a las cargas verticales así como esfuerzos de compresión horizontal dentro del plano debido a la acción de arco de las carreras inferiores. Esta condición proveía al muro una gran resistencia a las fuerzas de impacto de los enemigos. Esta técnica fue el principio del pre-esfuerzo biaxial, que hoy comenzamos a entender.



Fig. 1.34 Edificio *Monadnock*, en Chicago.

El ladrillo es actualmente uno de los materiales de mampostería de uso común. El edificio *Monadnock*, que fue construido en 1891 en Chicago, representa, por lo menos en los Estados Unidos, el uso de la mampostería simple en sistemas de muros cargadores.

El desarrollo posterior de la mampostería reforzada se le acredita a *Marc Brunel*, un ingeniero de la ciudad de Nueva York. Aparentemente, *Brunel* concibió la idea, en 1813, pero no la puso en práctica hasta 1825. En aquellos días, *Brunel* participó en el proyecto del túnel del río *Támesis*, que consistía en la construcción de dos túneles de 15 metros de diámetro, 21 metros de alto y con muros de 30 centímetros de espesor. *Brunel* le integró al muro de ladrillo un refuerzo vertical con varillas de hierro de 2.54 centímetros de diámetro, adheridas entre las juntas de mortero. *Brunel* inició los trabajos del programa de pruebas que investigaron la influencia del refuerzo en el comportamiento monolítico de los muros de mampostería. Poco tiempo después, algunos de los resultados de estas pruebas obtuvieron tal publicidad, que las condujeron a la gran exposición de Londres en 1851, y tal publicidad no fue por otra cosa que por el hecho de haber realizado las pruebas utilizando un nuevo tipo de cemento, conocido como *cemento portland*. A partir de ese momento se obtuvieron los esfuerzos de tensión para mampostería sin refuerzo y sobre las bases de estos resultados, se recomendaron valores permisibles de esfuerzo de tensión, para el diseño de dinteles de mampostería.

En los Estados Unidos, el inicio de la aventura de la investigación del comportamiento de las vigas reforzadas se debe a los trabajos desarrollados por *Hugo Filippi*, en 1913. Poco tiempo después, *Filippi*

formalizó sus descubrimientos en un pequeño manual de diseño que sirvió de referencia para las construcciones de los años treinta (1930). Durante ese mismo lapso apareció la mampostería de ladrillos con huecos, hecho que facilitó la colocación de acero de refuerzo en su interior; antes de ello, el refuerzo se colocaba en las juntas de mortero.

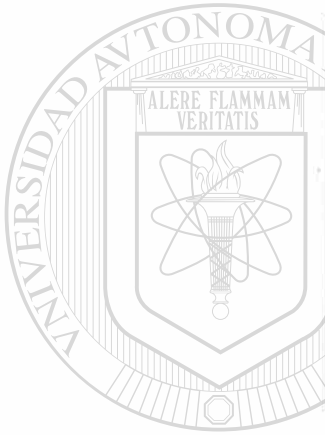
En 1923, bajo la secretaría de *A. Brebner*, el Departamento de Obras Públicas del Gobierno de la India publicó una serie de pruebas que tomaron dos años en su desarrollo, hecho que marcó el verdadero comienzo del desarrollo moderno de la mampostería de ladrillo reforzada.

Los ingenieros de países como la India y Japón, encontraron que la mampostería reforzada ofrecía una excelente resistencia a las fuerzas sísmicas. *Brebner* indicó que cerca de 287,709 metros cuadrados de mampostería de ladrillo reforzada fueron colocados en los tres años anteriores a 1922. *S. Kanamori*, ingeniero civil del gobierno del imperio japonés, publicó en 1930 un reporte que decía: “ No hay duda de que la mampostería de ladrillo reforzada debería ser usada en lugar de la mampostería simple (sin refuerzo) cuando se tiene conocimiento de que algún esfuerzo de tensión estará presente en el muro durante su vida útil.”

A mediados de 1930, comenzó el legado de construcciones de mampostería reforzada en los Estados Unidos, esto se debió a la promoción que se dio en aquellos días al desarrollo del uso de la mampostería reforzada por parte de algunas agencias como: La División de Arquitectura de California (*California Division of Architecture*), La Asociación de Productores de Ladrillo del Sur de California (*Associated Brick Manufacturers of Southern California*), y la Asociación de Mampostería de Concreto (*Concrete Masonry Association*), seguida unos años más tarde por el Instituto del Ladrillo de América (*Brick Institute of America*). La mayoría de los ejemplos de construcciones de mampostería aún pueden ser vistos en California. La planta de energía de la Compañía de Gas y Electricidad del Pacífico (diseñada por Walter Dickey) se construyó en 1951, en *Antioch*, California. El Hospital Sepúlveda de Veteranos de la Administración, un complejo de 26 edificios, se construyó en Los Ángeles en 1952, y se debe notar que los edificios del complejo sobrevivieron al sismo de San Fernando, de 1971, sin presentar daños estructurales apreciables. La Fig. 1.35 muestra algunas construcciones antiguas de mampostería en el mundo.



a) Observatorio astronómico *Maharajá Sawai Jai Singh II*, en Jaipur India.



b) Catedral de Milán, en Italia.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



c) Torre *Dongón*, en Francia.



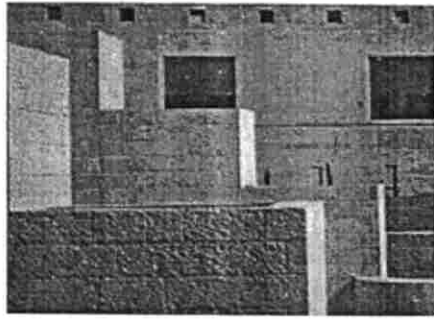
d) Catedral de Florencia, en Italia.



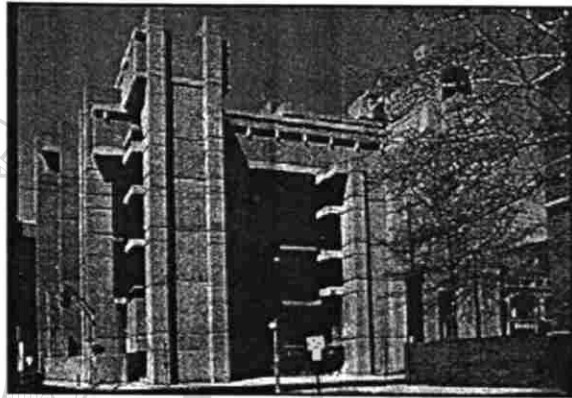
e) Hotel de *Biron*, en Paris.



f) Residencia *Whitehall*, en Londres.



g) Karmi-Karmi, Corte Suprema de Israel.



h) Almacenes de Venta al por mayor *Marshall Field*, en Chicago.



i) Edificio Auditorio, en Chicago.

Fig. 1.35 Antiguas construcciones de mampostería en el mundo.

CAPÍTULO 2

MAMPOSTERÍA CONTEMPORÁNEA

2.1 Introducción.

El criterio de diseño empleado en la construcción de los primeros edificios de mampostería consideraba al peso de los entrepisos y la masa de los muros, de esta se evitaba que aparecieran los esfuerzos de la tensión debida a los momentos que provocan las cargas verticales excéntricas y las cargas laterales de viento o sismo.

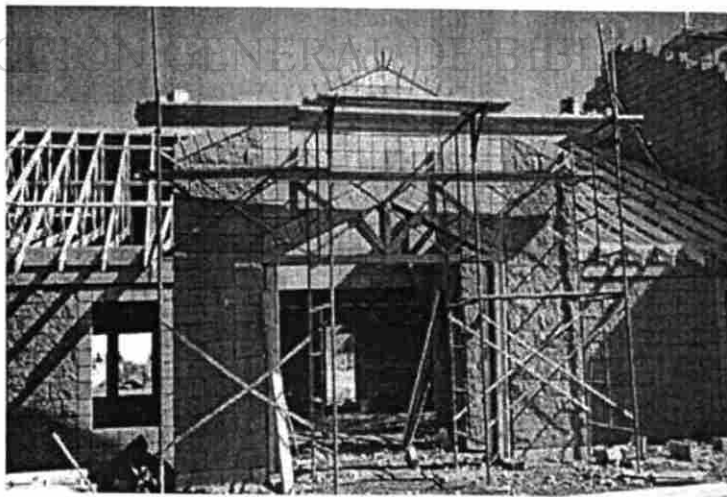


Fig. 2.1 Edificio de mampostería.

El mejoramiento de los materiales de mampostería y los constantes avances en materia de fabricación, contribuyeron al crecimiento de la construcción con mampostería, transformándola en un sistema constructivo contemporáneo, competitivo y con relaciones de construcción costo-beneficio satisfactorias. Hoy es posible contar con unidades de mampostería de alta resistencia, en gran variedad de formas, colores y texturas. Las propiedades térmicas y acústicas también se han mejorado. Los morteros y adhesivos han sufrido cambios, logrando con ello, mejores mezclas que garanticen la buena calidad de las construcciones de mampostería, con una mayor rapidez en la edificación.

2.2 Elementos de mampostería.

Los elementos de mampostería, de hoy uso común, no difieren mucho de aquellos que fueron utilizados en las primeras construcciones de mampostería. Diferentes tipos de muros, columnas, pilastras, vigas y dinteles siguen siendo considerados elementos de mampostería.

2.2.1 Muros.

La función de un muro, la carga que deberá de soportar, y su localización en el edificio son algunos de los factores que deben tomarse

en cuenta al seleccionar el tipo de muro. Los muros se construyen normalmente en forma de *unión en serie* o *media unión*, esto es, con cada junta principal (junta vertical de mortero) posicionada sobre la mitad de la unidad inferior de mampostería. Este arreglo permite normalmente formar las esquinas sin necesidad de realizar cortes en las unidades, ya que en la mayoría de las unidades su longitud es dos veces el espesor. Las unidades huecas se fabrican de tal forma que si el muro se construye en *unión en serie*, se logre la coincidencia vertical de los huecos entre las unidades de mampostería, facilitando con ello la colocación del acero de refuerzo y mortero en el interior del muro. El traslape de *un-tercio* se utiliza con frecuencia en uniones en serie, particularmente cuando el espesor de la unidad de mampostería es un tercio de su longitud, favoreciendo que las esquinas se formen sin necesidad de realizar cortes. Para propósitos decorativos, se pueden colocar unidades sin traslapes e incluso con huecos entre ellas. Los tipos más comunes de muros de mampostería son: muros simples, muros sólidos y muros compuestos.

2.2.1.1 Muros simples.

Los muros simples tienen un espesor igual al ancho de la unidad de mampostería, y se pueden construir en diferentes formas: con bloques sólidos, con unidades huecas, no reforzados y con refuerzo en su

interior. En general, este tipo de muros pueden ser utilizados como cargadores y no cargadores. Cuando se utilizan en el exterior del edificio, se deberán tomar las precauciones necesarias para evitar que penetre en ellos la humedad o el calor, además de considerar que es limitada la resistencia para cargas laterales fuera-del-plano de un muro simple sin refuerzo.

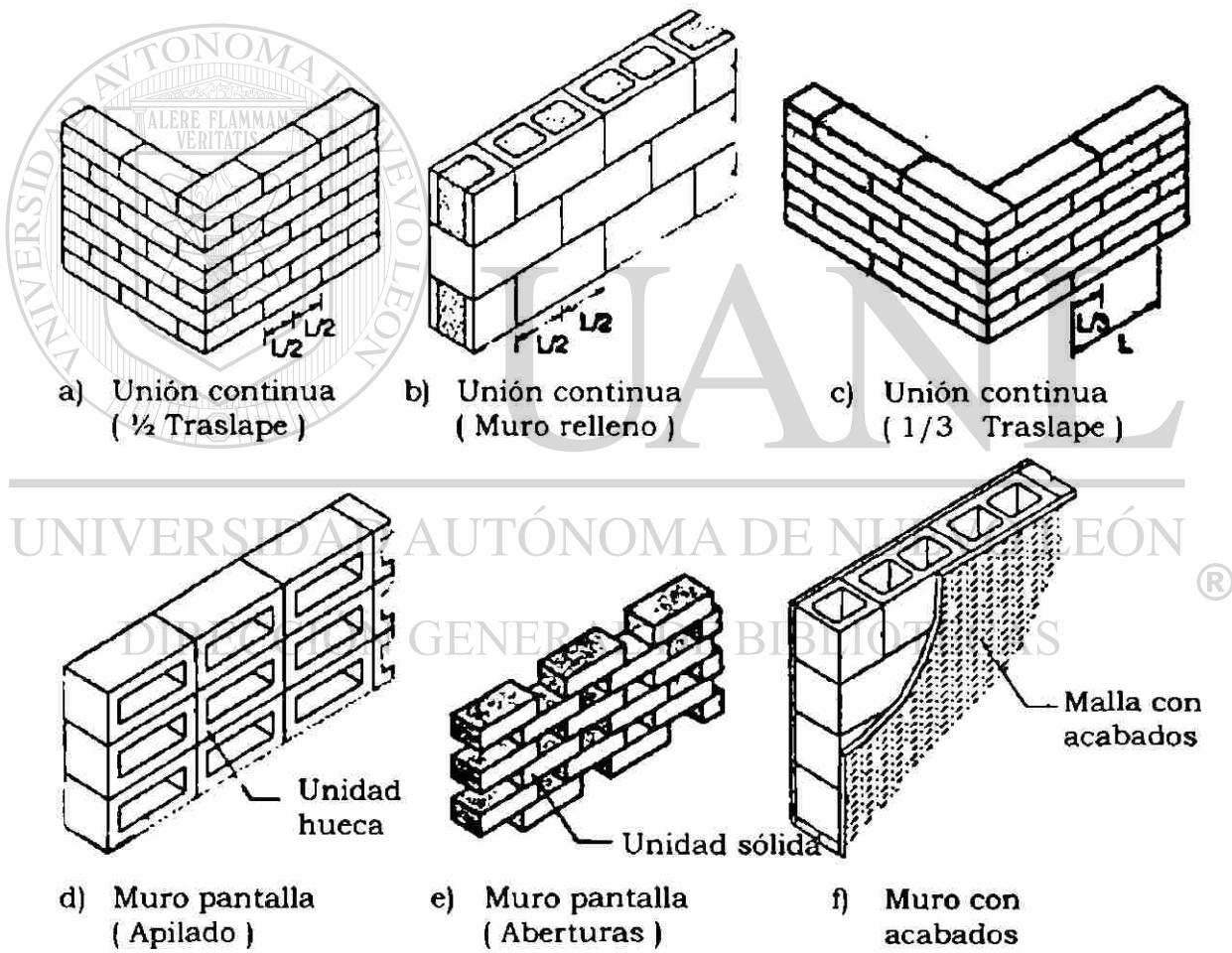


Fig. 2.2 Muros Simples.

2.2.1.2 Muros sólidos y compuestos.

En el pasado, los muros sólidos se integraban construyendo dos muros simples de roca o ladrillo, independientes, rellinando luego con escombros o concreto el espacio interior entre ellos. Los muros sólidos modernos se construyen con dos o más muros simples, con poca separación entre ellos, y se mantienen juntos por medio de unidades cabezales de mampostería, de conectores metálicos y juntas verticales o bien, rellinando con mortero las cavidades entre ellos. Los muros sólidos tienen un mayor espesor que los muros simples, logrando con ello, una mayor capacidad de carga y una mejor resistencia a la penetración de la humedad. Para lograr un comportamiento monolítico en el muro, éste deberá contar con suficientes cabezales o conectores. Generalmente se colocan los cabezales en la sexta hilera de un muro construido, en unión en serie. Se pueden utilizar diferentes unidades de mampostería para construir los muros simples que forman un muro compuesto, por ejemplo, el ladrillo puede ser utilizado para la fachada exterior y el concreto para la fachada interior. En este caso, las diferentes propiedades físicas de las unidades de mampostería deben tomarse en cuenta en el diseño. Los movimientos diferenciales a largo plazo, que tienen lugar por la contracción de las unidades de concreto y a la expansión de las unidades de ladrillo, generan un plano de falla en la junta de mortero, y mediante el uso de conectores metálicos

(laminillas) se mantiene la integridad de los dos muros. En el caso de utilizar unidades cabezales en el muro, los movimientos diferenciales podrán, dependiendo de su magnitud y dirección, destruir la integridad del muro.

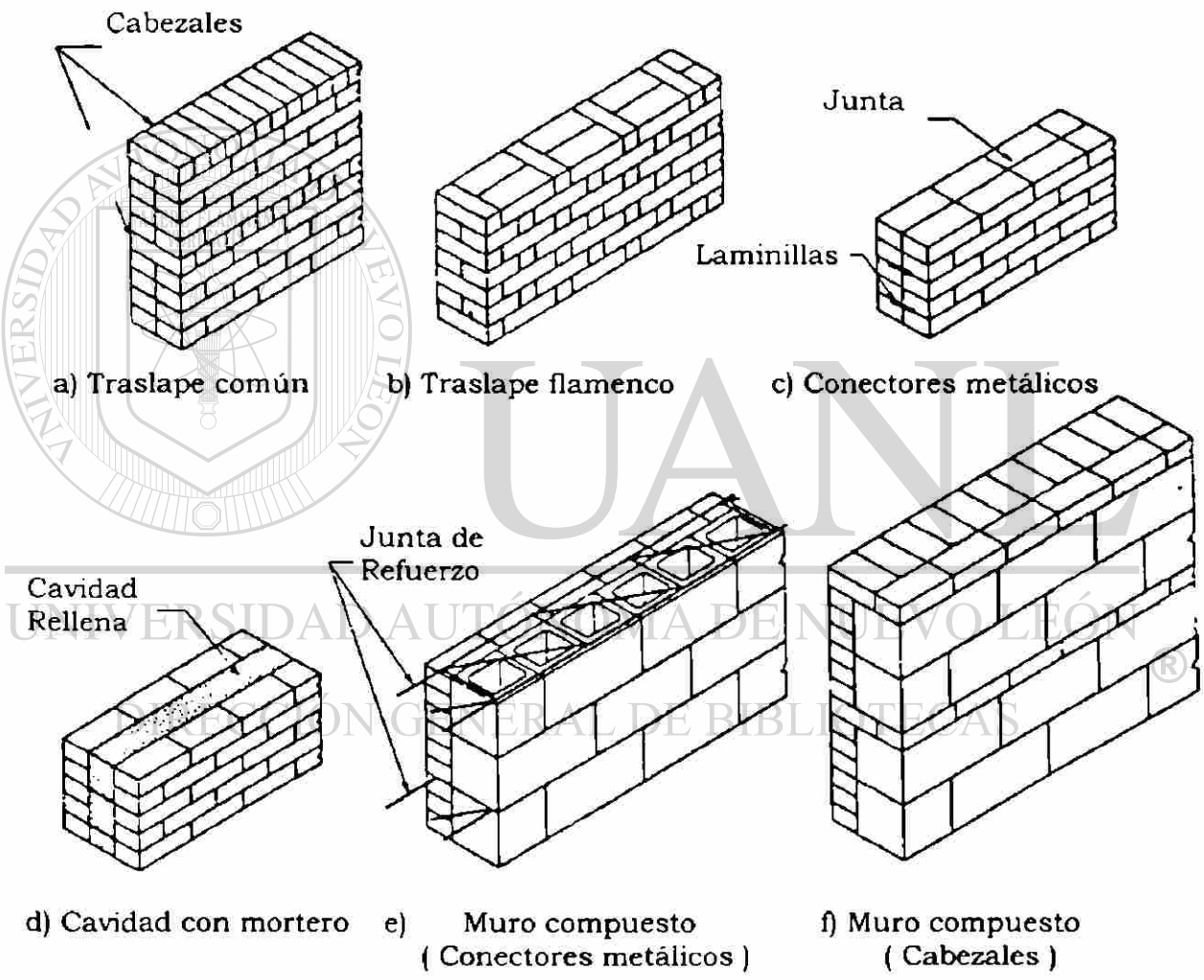


Fig. 2.3 Tipos de muros compuestos.

Los muros simples y compuestos pueden estar reforzados. Los conectores metálicos en un muro compuesto no brindan restricción lateral al refuerzo vertical, y este refuerzo normalmente no es tomado en cuenta al calcular la capacidad del muro de soportar carga axial. Cuando el espaciamiento del acero de refuerzo es muy grande, el muro se considera formado por franjas de mampostería reforzada con espacios definidos de mampostería, sin refuerzo entre ellas. Este sistema es llamado *mampostería parcialmente reforzada* o *mampostería con refuerzo parcial*. Otra posibilidad de arreglo del refuerzo es la de colocar franjas de refuerzo horizontal con espacios definidos de mampostería, sin refuerzo entre ellas o bien una combinación de franjas de mampostería con refuerzo vertical y horizontal, con espacios definidos de mampostería sin refuerzo entre ellos, los cuales deberán resistir las cargas laterales que inducen flexión del muro en dos direcciones.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

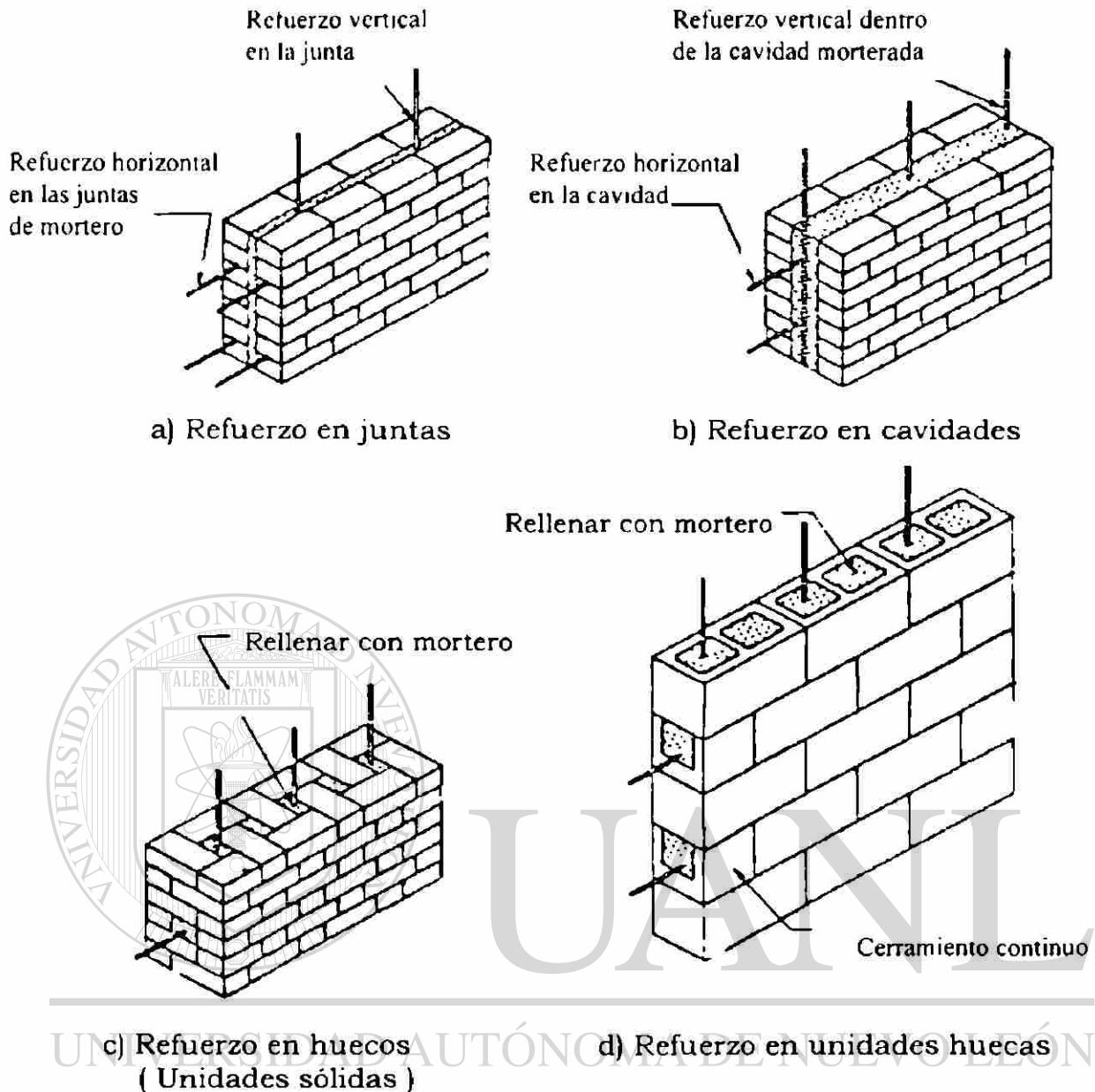


Fig. 2.4 Localización del refuerzo en muros de mampostería.

2.2.1.3 Muros de cavidad (Doble pared).

La mayoría de los primeros muros de mampostería con cavidad consistieron en dos muros simples separados por un hueco o cavidad, pero conectados por medio de unidades cabezales de mampostería. Cuando existía poca separación entre las unidades cabezales, el muro

tendía a comportarse como un muro hueco con acción compuesta. Los muros de cavidad contemporáneos aparecieron en la Gran Bretaña, al comienzo del siglo XIX, y consistieron en dos muros de mampostería, de 110 mm de espesor, contruidos con una separación de 50 mm entre ellos y conectados con tiras (laminillas conectoras) de hierro. Actualmente, los muros se construyen de forma similar, sólo que las tiras de hierro se sustituyeron por tiras (laminillas conectoras) de acero galvanizado. En los muros de cavidad se pueden construir los dos muros con el mismo material de mampostería o bien pudieran emplearse distintos materiales en su construcción. El espacio de aire que la cavidad provee mejora el comportamiento térmico del muro. El muro interior normalmente soporta las cargas de azotea o entrepiso y el muro exterior es no-cargador. En algunos casos, las cargas laterales son resistidas por la acción de los dos muros, pero debido a la dificultad de mantener unidos los dos muros cuando se presentan movimientos diferenciales, no se acostumbra que las cargas verticales sean soportadas por ambos.

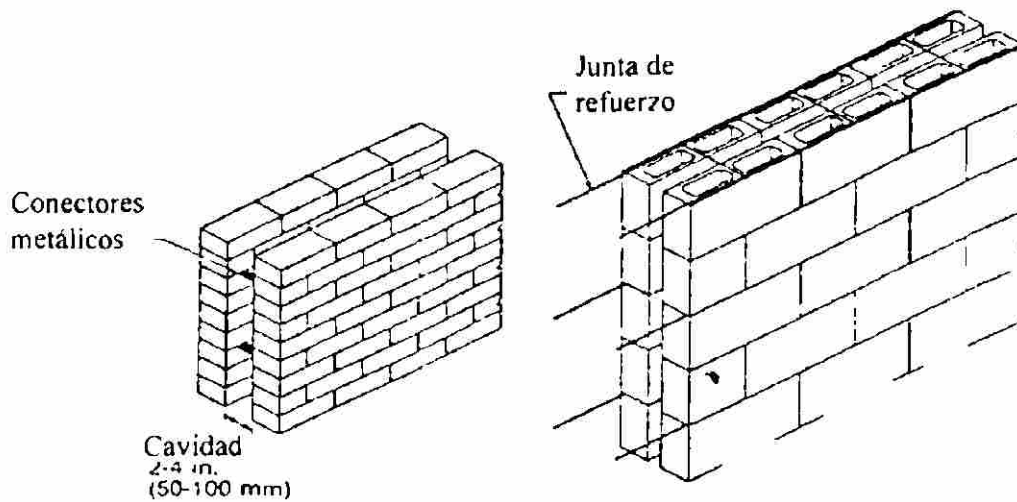


Fig. 2.5 Muros de cavidad (Doble pared).

2.2.1.4 Muros de fachada.

Un muro de tipo fachada consiste en un elemento no estructural que está conectado a un elemento estructural principal y es comúnmente utilizado por sus características de durabilidad, al exponerlo al medio ambiente.

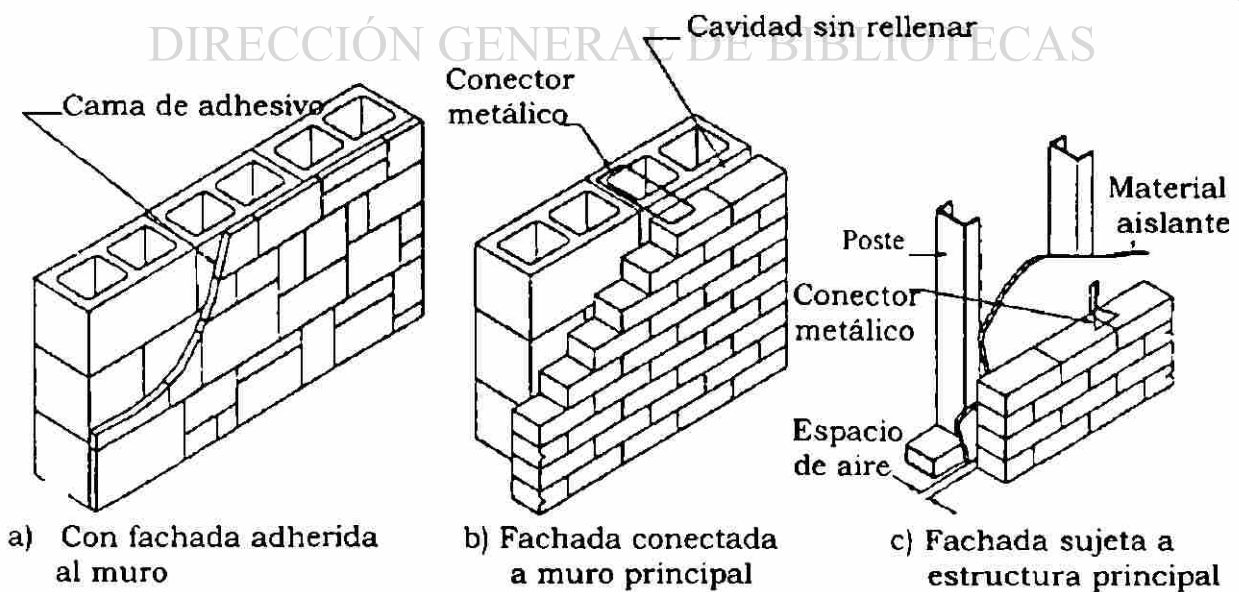


Fig. 2.6 Muro de Fachada.

Dependiendo de las condiciones ambientales, el sistema de muros de fachada puede incorporar aislamiento térmico y acústico, además de una barrera contra la humedad. El primer muro con ladrillo de fachada fue desarrollado en la Gran Bretaña, en 1780.

2.2.1.5 Muros diafragma.

Un muro diafragma (también llamado de servicio) puede dar la idea de ser un muro hueco o un muro con cavidad, en el cual los dos muros se mantienen unidos por medio de la intersección de dos muretes o muros de mampostería de poca longitud (mochetas) que mantienen el comportamiento estructural monolítico en el muro al ser sometido a la acción de flexión y compresión vertical. Es importante que en la intersección de los muros simples con los muretes cortos se desarrolle suficiente resistencia al cortante vertical, con el fin de mantener la integridad de la sección transversal bajo la acción de flexión vertical fuera del plano. El comportamiento de acción compuesta de los dos muros simples, es opuesto a la acción independiente de los muros de cavidad, mientras que el utilizar los muros de diafragma permite a las construcciones de gran altura resistir las cargas laterales. La resistencia de un muro diafragma a la flexión se incrementa de forma aproximada en proporción al espaciamiento de los dos muros simples. Todos los materiales de mampostería que constituyen el muro deberán tener

características similares, a manera de evitar problemas al presentarse movimientos diferenciales.

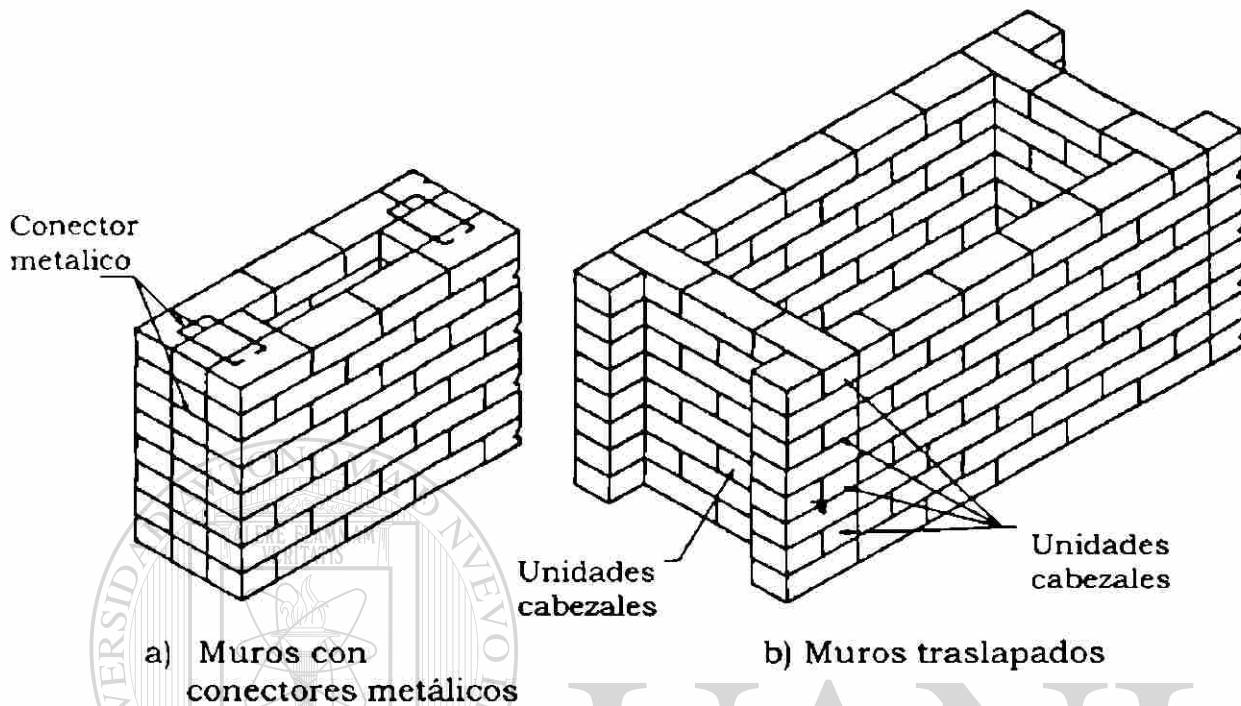


Fig. 2.7 Muros diafragma.

2.2.2 Columnas y pilastras.

Las columnas de mampostería son elementos estructurales verticales aislados, que transmiten las cargas concentradas vivas y muertas a la cimentación. A pesar de que el término pilastra pudiera no estar bien aplicado, ya que el término “pillar” es utilizado para describir una columna de mampostería de poca longitud. Una columna es normalmente de sección transversal rectangular y su longitud es menor que tres veces su espesor. Una de las formas que ayuda a incrementar la capacidad de soportar carga es incrementando la resistencia a la

compresión de las unidades de mampostería, la resistencia del mortero, o rellenando las celdas o unidades huecas con concreto o mortero. Una pilastra es un muro de sección gruesa, construido de forma que se integra en el muro y algunas veces se describe como una columna empotrada. La pilastra puede proyectarse hacia fuera del muro, sobre uno o ambos lados y puede estar conectada al muro por medio de cabezales (pilastra traslapada) o por medio de conectores metálicos (pilastra sin traslape). Una pilastra puede realizar cuatro funciones. Primero, una pilastra puede actuar como una columna que soporta vigas, armaduras, y otros elementos estructurales que apliquen una carga concentrada sobre el muro. La excentricidad significativa en este caso es en la dirección transversal a la línea del muro. Segundo, una pilastra puede ayudar a soportar una losa o alguna otra carga uniforme incrementando la resistencia del muro al pandeo. Tercero, las pilastras pueden actuar en conjunto con el muro, como una viga soportada entre sus extremos (superior e inferior) que ayude a resistir las cargas laterales sobre el muro. Finalmente, las pilastras pueden ser utilizadas como pequeños apoyos (contrafuertes) incrementando la estabilidad de los muros izados libremente.

Las columnas y pilastras pueden ser reforzadas. El acero de refuerzo en la pilastra incrementa la resistencia a carga axial, la resistencia a la flexión, y la ductilidad del muro.

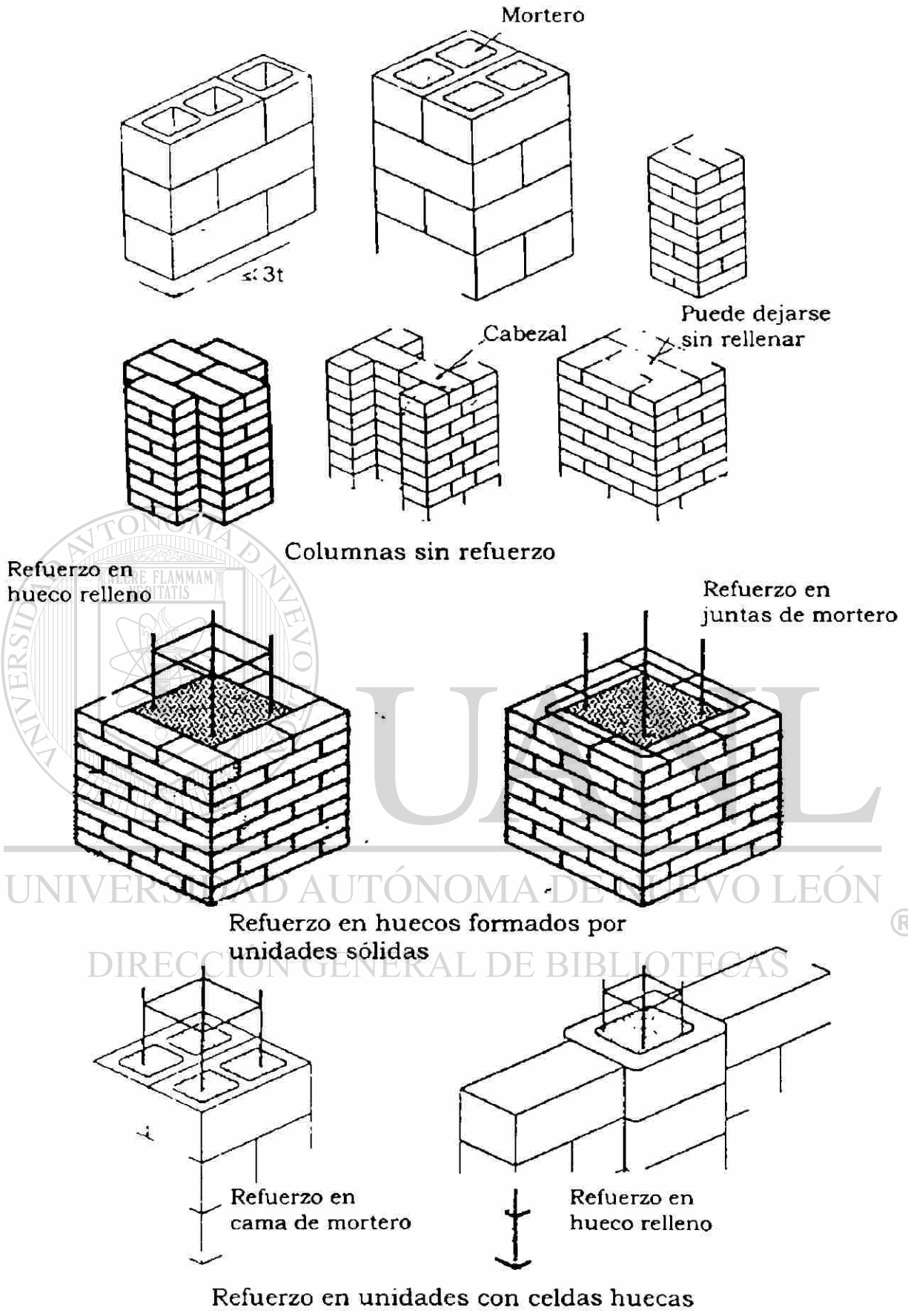


Fig. 2.8 Columnas de mampostería.

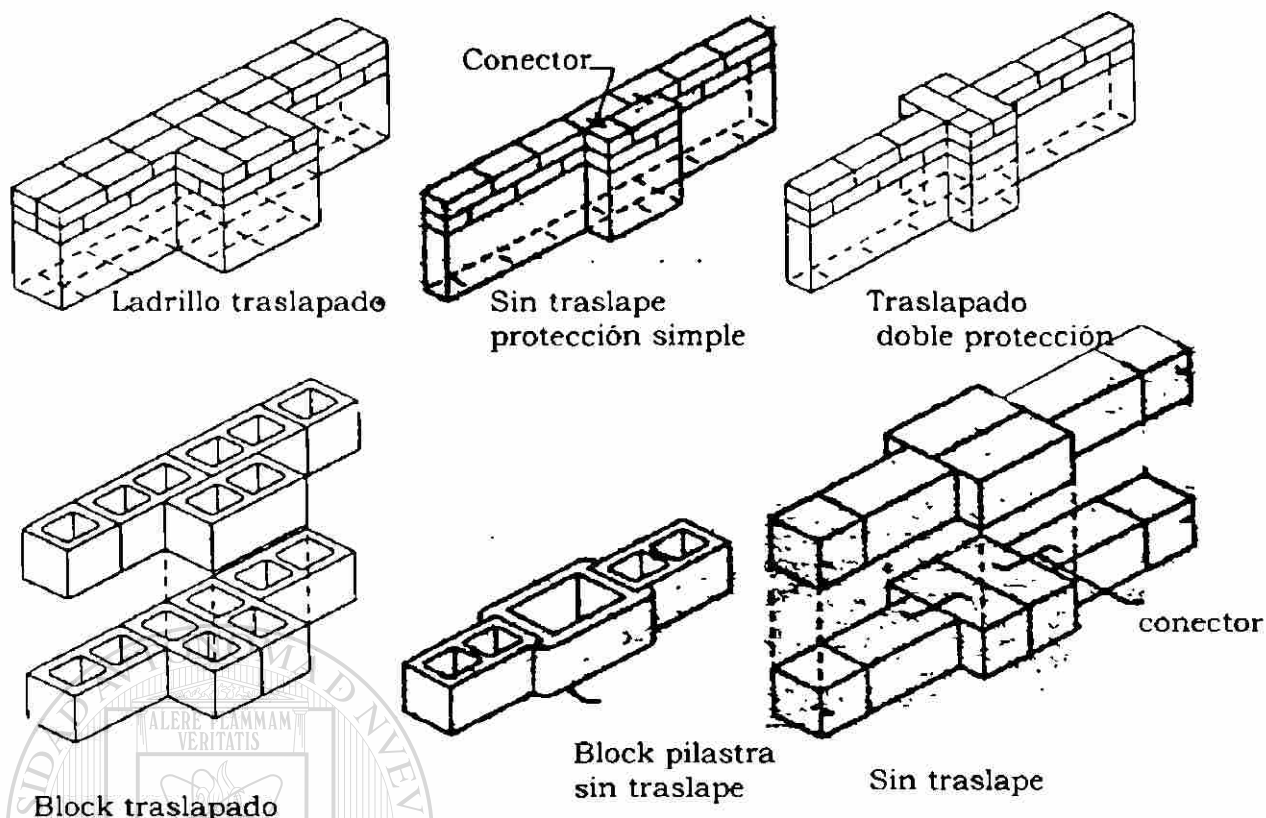


Fig. 2.9 Pilastras de mampostería.

2.2.3 Vigas y dinteles.

En las construcciones de mampostería es común encontrar vigas en el nivel de la azotea, vigas en el nivel del entrepiso, y vigas en la cimentación (trabes). Las vigas continuas (cerramientos) se localizan normalmente al nivel de azotea o entrepisos y tienen una doble función; confina al edificio perimetralmente y actúa como un elemento tipo cuerda en la acción de diafragma de la azotea o entrepiso, transmitiendo las cargas laterales a los muros de cortante. Un dintel es un elemento horizontal colocado sobre los huecos de puertas y ventanas, que soporta las cargas provenientes del muro superior. Algunas veces se utilizan

elementos que no son de mampostería. Cuando los esfuerzos cortantes en una viga son pequeños, no se requieren estribos, pero estos son incorporados normalmente para resistir la tensión diagonal. La contribución que proporciona el refuerzo a compresión no deberá ser tomada en cuenta en el diseño, a menos que esté debidamente confinada por estribos.

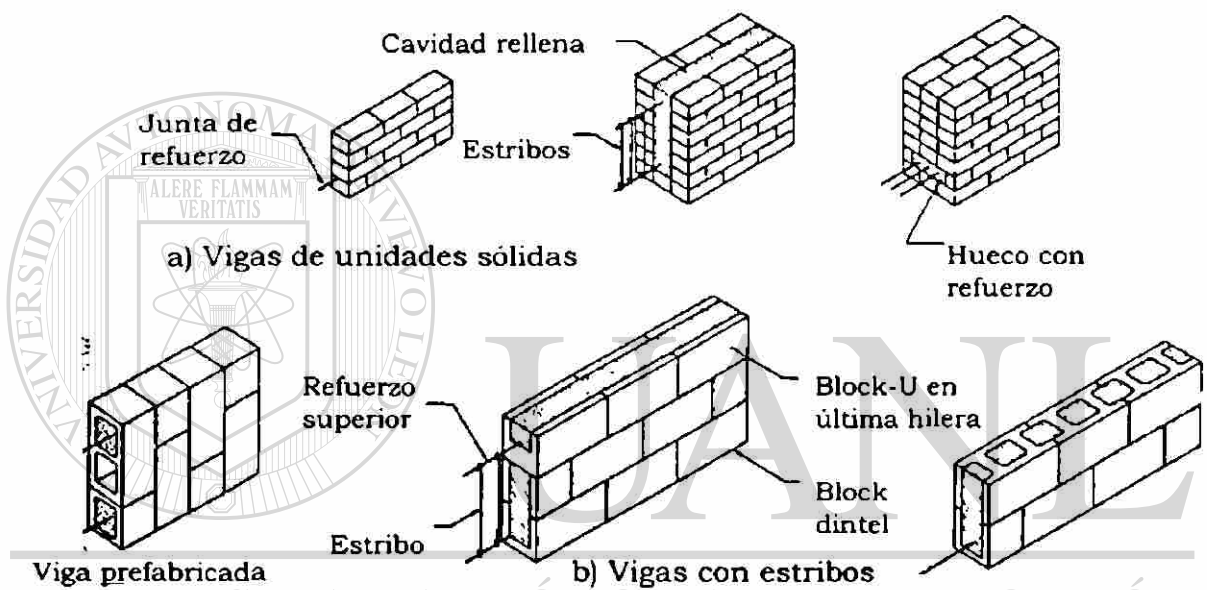


Fig. 2.10 Vigas y dinteles de mampostería.

2.3 Sistemas de construcción con mampostería.

Los elementos de mampostería considerados en el inciso anterior pueden ser combinados dentro de sistemas de construcción con mampostería, los cuales han sido clasificados como: sistema cargador simple (un nivel), sistema cargador de varios niveles, y de construcción híbrida.

2.3.1 Sistema cargador simple (Un nivel).

La mayoría de los edificios de un nivel utilizan en su construcción un sistema cargador de mampostería. Algunos ejemplos típicos son: bodegas, edificios industriales, gimnasios, bancos, y edificios comerciales. Las residencias de un nivel también emplean el sistema de muros cargadores. En este sistema, los muros cargadores de mampostería rodean el exterior de la estructura. La estabilidad se mantiene, ya sea a través de los muros en las esquinas, con muros en las intermediaciones, con los soportes a lo largo de la parte superior del muro o bien por la combinación de algunos de éstos. Los sistemas de diafragma que provee la azotea o entrepiso brindan un soporte lateral, a lo largo de la parte superior del muro.

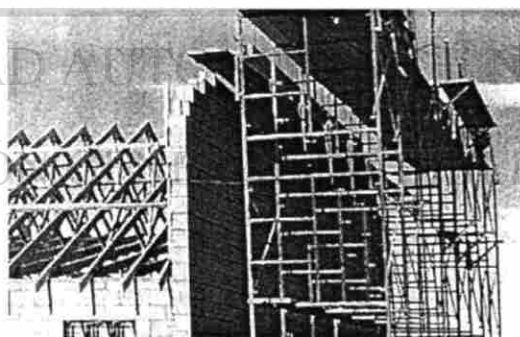


Fig. 2.11 Sistema estructural simple.

2.3.2 Sistema cargador de varios niveles.

Muchos de los primeros edificios de varios niveles fueron diseñados y construidos utilizando el peso propio para contrarrestar los esfuerzos de

tensión que producen las cargas laterales. El edificio más alto fue el edificio *Monadnock*, construido en Chicago entre 1889 y 1891. Este edificio, de 16 pisos, fue durante muchos años fue el último edificio de varios niveles construido con sistema cargador de mampostería.

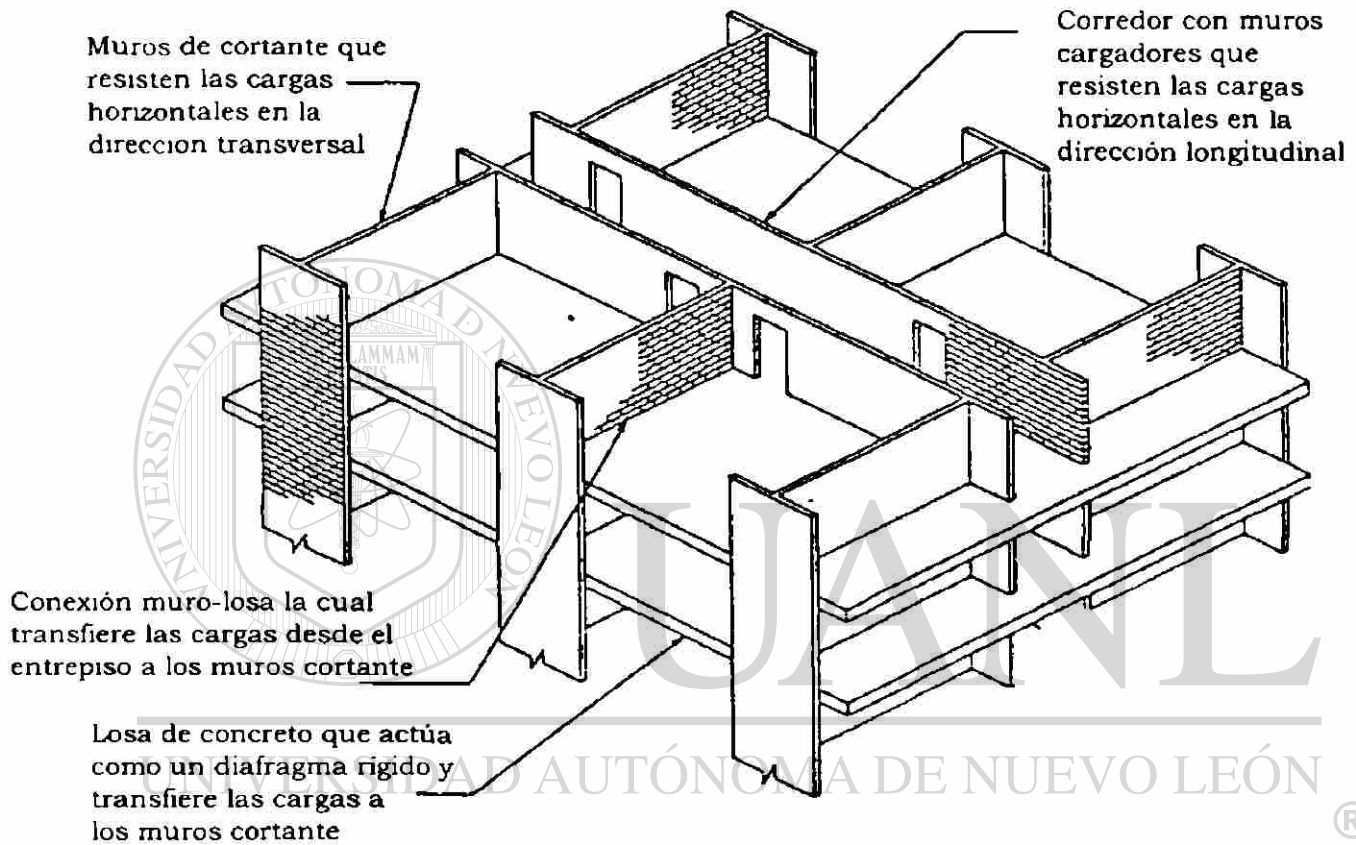


Fig. 2.12 Sistema cargador de varios niveles.

En 1960, una gran cantidad de edificios de varios niveles, que utilizaban muros de cortante de mampostería, fueron construidos en todo el mundo; en este tipo de construcción los muros de mampostería soportan a los entrepisos de concreto y el entrepiso de concreto actúa como un diafragma rígido que distribuye las cargas laterales a los muros de cortante, los cuales, a su vez, transmiten sus cargas a la cimentación.

Con el uso de un sistema de muros cortantes interiores en dirección longitudinal y transversal, se logra la estabilidad del edificio y debido a la eficiencia estructural que se logra, los edificios modernos utilizan muros más delgados que los construidos en el pasado. Este tipo de sistema estructural también puede ser definido como un sistema estructural de caja o sistema con muros de cortante.

2.3.3 Sistema híbrido.

La mampostería puede usarse junto con otros materiales para formar un sistema híbrido o de construcción compuesta. Los muros cargadores de mampostería, sometidos a cortante en sistemas de estructura principal de acero o concreto, son un ejemplo de ello.

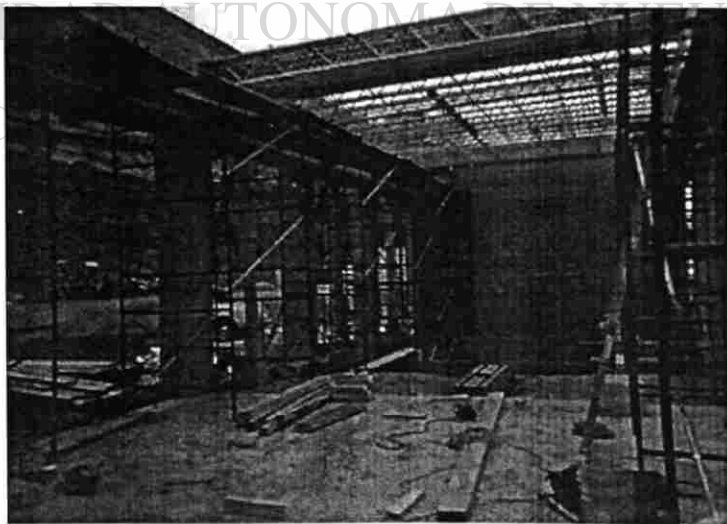


Fig. 2.13 Sistema híbrido.

2.4 Tipos de construcción con mampostería.

Para reducir el espesor de los muros y evitar constante incremento en la separación entre los apoyos, nació la idea de introducir los conceptos de mampostería reforzada y mampostería con pre-esfuerzo.

2.4.1 Mampostería no reforzada.

La mampostería sin refuerzo, no reforzada o simple (términos comúnmente empleados), ha sido con frecuencia utilizada en la construcción de edificios de poca a mediana altura y en áreas de poca actividad sísmica. Debido a que la mampostería es un material resistente a la compresión, pero débil al ser sometido a tensión, los esfuerzos de tensión en la mampostería no reforzada deberán ser diseñados para no rebasar la resistencia a la tensión del material, o la sección se agrietará bajo esa condición.

2.4.2 Mampostería reforzada.

A pesar de que las primeras construcciones con mampostería fueron esencialmente conformadas por mampostería sin refuerzo, se utilizaban frecuentemente elementos metálicos para conectar las unidades de mampostería entre sí. El primer ejemplo del uso sistemático de barras

de hierro embebidas en piedras de mampostería fue en la iglesia de Santa Genoveva, construida en París alrededor de 1790.

Durante el sismo de *Long Beach*, California, en 1933 una gran cantidad de edificios de mampostería no reforzada se colapsaron, indicando con esto la necesidad de incluir refuerzo para mejorar su comportamiento. Desde entonces se prohibió el uso de la mampostería sin refuerzo en la región de la Costa del Pacífico de los Estados Unidos de Norteamérica. Ahora la mayoría de los reglamentos especifican que todas las estructuras de mampostería construidas en zonas de actividad sísmica sean reforzadas y para la zonas de baja actividad sísmica se especifica un refuerzo mínimo. El refuerzo se incluye principalmente en la mampostería para resistir los esfuerzos de tensión o cortante, y también contribuye a mejorar la ductilidad del sistema. Los esfuerzos de tensión se desarrollan en la mampostería al incrementar las cargas laterales, lo que causaría la falla de un muro sin refuerzo. Otra posibilidad de que un muro sin refuerzo falle, se debe a la presencia de fuerzas de cortante que producen tensión diagonal en la mampostería.

El uso del pre-esfuerzo en la mampostería hizo posible la construcción del Hotel *Excalibur* en las Vegas, Nevada, en 1989. Un edificio de 28 pisos con el sistema de muros cargadores de mampostería ubicado en una zona de baja actividad sísmica.

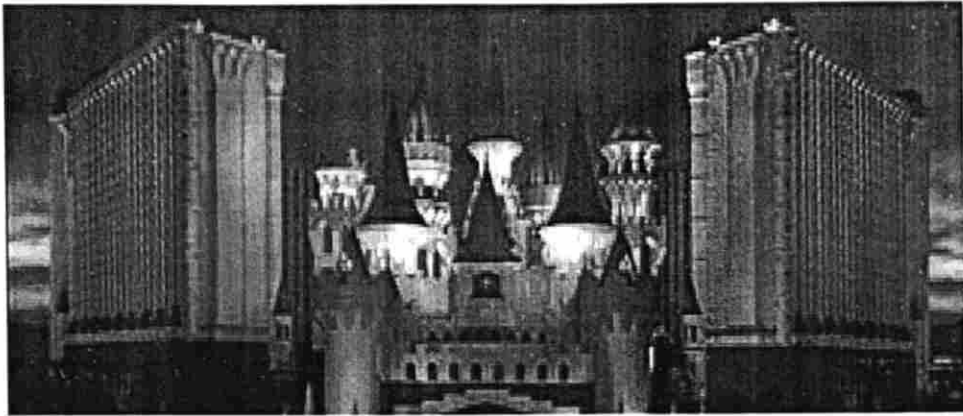


Fig. 2.14 Hotel *Excalibur*, en las Vegas.

2.4.3 Mampostería con pre-esfuerzo.

La ventaja de añadir un pre-esfuerzo es de que cualquier esfuerzo de tensión posterior que se tienda a desarrollar se contrarresta con la compresión previa que se dió al elemento.

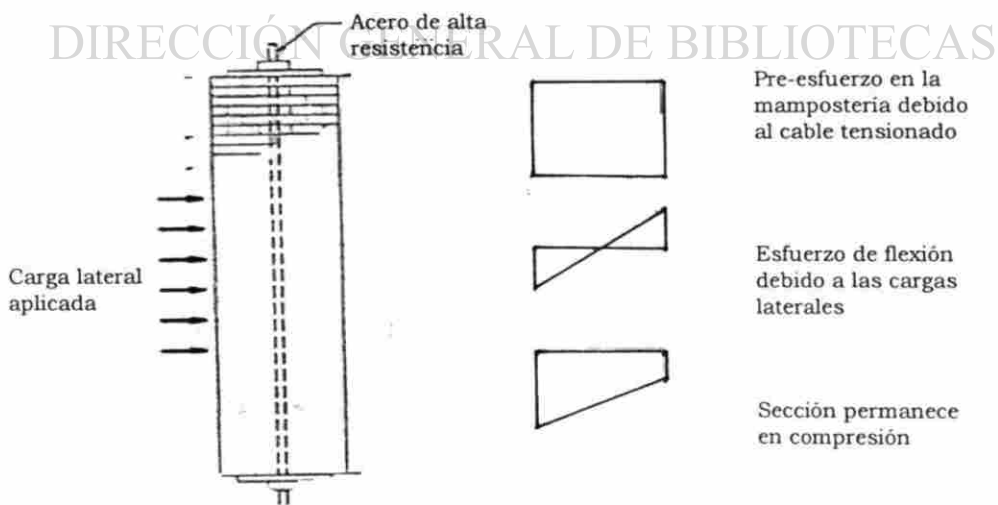


Fig. 2.15 Principios del pre-esfuerzo.

Los elementos de mampostería pre-esforzada se diseñan para estar libres de tensión bajo cargas de servicio.

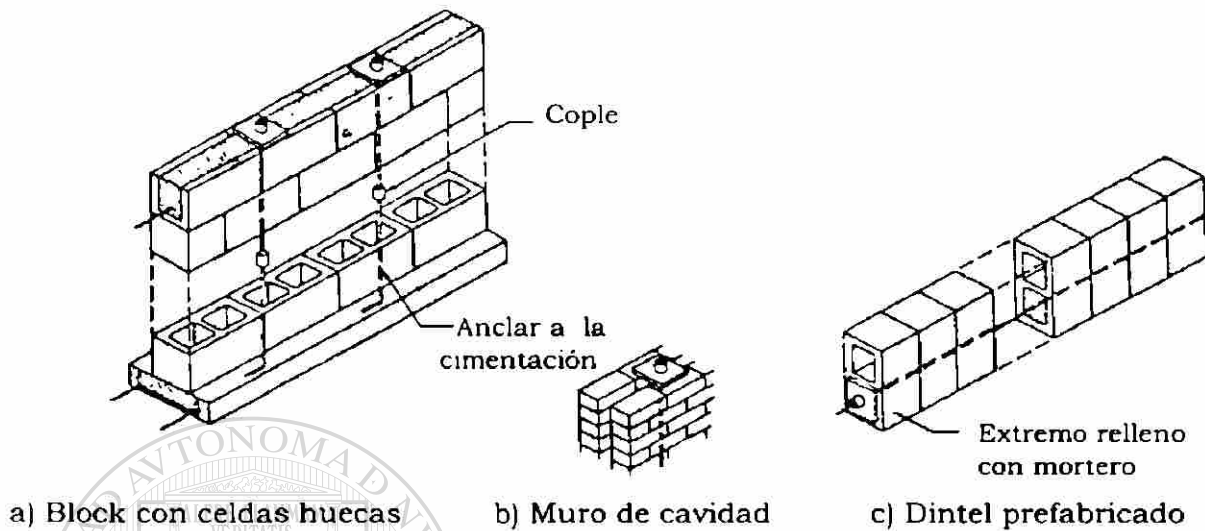


Fig. 2.16 Ejemplos de mampostería pre-esforzada.

2.5 Diseño estructural.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

El diseño contemporáneo de edificios de mampostería se basa en métodos racionales de análisis, derivados de la investigación, que se encuentran en los reglamentos de construcción y en los estándares para mampostería.

2.5.1 Métodos de análisis y diseño

La teoría de diseño de estructuras, como la conocemos hoy, comenzó a desarrollarse hace dos siglos; sin embargo, para aquel entonces ya se

había construido una gran cantidad de edificios de mampostería. Las primeras construcciones de mampostería fueron construidas según las habilidades que el artesano o maestro de oficio habían adquirido por el método de ensayo y error. Muchas de estas primeras construcciones eran masivas o de gran tamaño y “sobradas” de acuerdo con los estándares modernos. Es interesante notar que para estructuras de mampostería sujetas principalmente al peso propio que inducen las fuerzas axiales, el concepto de diseño por proporción es esencialmente válido en la actualidad.

Hasta hace muy poco tiempo, todos los diseños de mampostería eran empíricos, es decir, no seguían alguna teoría estructural definida. Exceptuando las construcciones de mampostería de uno a tres niveles, el diseño empírico, hoy en día es reemplazado por diseños racionales basados en esfuerzos de trabajo, última resistencia, o métodos de estados de esfuerzos límite.

La teoría elástica de estructuras apareció a mediados del siglo diecinueve. Esto permitió al método de diseño por esfuerzos de trabajo, ser el primero en utilizar al hierro en puentes de ferrocarril. En este método, las pruebas de última resistencia del acero eran divididas por un factor de seguridad (alrededor de 4) al llegar al esfuerzo permisible bajo cargas de servicio. Los esfuerzos en la estructura, bajo cargas de

trabajo, calculados por teoría elástica, no excedían estos valores. Este exitoso método de diseño fue adoptado por otros materiales, incluyendo la mampostería. Uno de los problemas causados con este método fue que los esfuerzos permisibles se basaban en el valor de capacidad última de pequeños especímenes ensayados, y no necesariamente reflejaban la capacidad última de la estructura.

Alrededor de los años veinte (1920), se dió una atención especial al desarrollo de teorías estructurales que pudieran predecir la carga con la cual un elemento o estructura podía colapsarse; ya en los años cincuenta (1950) aparecieron los métodos de diseño por última resistencia. En este concepto, se aplica un factor de seguridad a la carga, que causa que un elemento o estructura se colapse en lugar de limitar los esfuerzos bajo las condiciones de trabajo. Debido a que el comportamiento no lineal no puede ser incorporado al planteamiento de esfuerzos de trabajo, en este caso, las teorías de última resistencia y de estados límite proveen mucha más confianza y consistencia, en medidas de seguridad.

2.5.1.1 Estados límite de diseño.

Los métodos de diseño por ultima resistencia aparecieron en 1960, pero poco tiempo después se observó que eran inadecuados. A pesar de que la estructura pudiera tener una adecuada resistencia contra el

colapso, su funcionamiento era inadecuado para cargas de trabajo. Por citar un ejemplo, el agrietamiento o los desplazamientos eran excesivos. Un diseño completo debería revisar ambos factores, la seguridad de la estructura y su comportamiento bajo cargas de trabajo.

El término “estados límite de diseño” fue adoptado en 1960, para describir las fronteras de la filosofía de diseño. Un estado límite se definió como una condición particular en la cual falla la estructura. Los estados límite comprendían conceptos como la fatiga, la resistencia al fuego, la durabilidad y el colapso progresivo; pero los principales para el diseño estructural son los siguientes:

- Estado límite de resistencia: corresponde al colapso o pérdida de la integridad de la estructura.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

- Estado límite de estabilidad: corresponde a la pérdida de equilibrio estático de una estructura o parte de ella.

- Estado límite de servicio: corresponden a las condiciones mínimas aceptables en la etapa de servicio debido a los desplazamientos, agrietamiento, vibraciones y deformaciones locales.

Los primeros dos estados involucran la seguridad de la estructura, por lo que son llamados estados límite últimos. El diseño por estados

límite es comprensivo y brinda la seguridad de que varios estados límite no se presentarán durante la vida prevista de una estructura.

2.5.2 Mampostería: investigación, estándares y reglamentos.

A pesar de que la teoría estructural se desarrolló a mediados del siglo XIX, las reglas racionales del diseño fueron incorporadas en los reglamentos un siglo más tarde, y sólo después de haber realizado considerables investigaciones en mampostería.

Las primeras investigaciones se concentraron en la resistencia de la mampostería a la compresión, pero fueron entorpecidas por la inadecuada capacidad de las máquinas de prueba. Sin embargo, a finales del siglo XIX, fue posible tener un mejor equipo en algunas universidades y agencias gubernamentales de la Gran Bretaña, Canadá, Suecia y los Estados Unidos. Se investigaron muchos aspectos constructivos de la mampostería, incluyendo el efecto del acero de refuerzo en la mampostería, y los resultados que se obtuvieron fueron lentamente introducidos en los reglamentos; pero la depresión de los años treinta (1930) y la Segunda Guerra Mundial, detuvieron el desarrollo.

Después de la Segunda Guerra, se incrementó la demanda de construcción de edificios, el acero y el concreto reforzado se afianzaron

como los materiales normales de construcción. No se prohibió el uso de la mampostería en muros cargadores, pero los reglamentos de diseño utilizados eran los mismos del siglo XIX. Debido a que los nuevos diseños requerían espesores delgados de muros, muy pronto la mampostería dejó de ser un material tradicional de construcción, debido a su alto costo y comenzó a ser utilizada en edificaciones pequeñas o como elemento decorativo.

No fue sino hasta que los Estándares Británicos (*British Standard, BS*) CP 111 fueron revisados en 1948, y con base en sus resultados, se introdujeron nuevos criterios en los diseños de mampostería. Los límites arbitrarios de espesores de muros fueron remplazados por el concepto de esbeltez; que se define como la relación entre la altura efectiva del muro y su espesor efectivo. El espesor efectivo de un muro se definió como el espesor real de un muro, excepto en los muros compuestos,[®] donde deberían ser tomadas en cuenta las 2/3 partes de la suma de los espesores de los muros. La esbeltez se limitó a un valor de 18. El esfuerzo permisible a compresión tenía que ser disminuido para relaciones mayores a 2, pero se permitiría un incremento de 25%, en presencia de cargas excéntricas. No se permitía al diseñador considerar alguna resistencia de tensión en los muros de mampostería, pero las reglas del uso del acero de refuerzo en la mampostería fueron planteadas de manera intencional, con un carácter conservador,

argumentando la necesidad de realizar más pruebas que consideraran los efectos de cargas excéntricas y laterales sobre las deformaciones y la resistencia de los elementos.

En 1953 se publicó el Reglamento de Construcción y Requerimientos para Mampostería de la Asociación Americana de Estándares (*American Standards Association Building Code and Requirements for Masonry, ASA*) (ASA A41.1-1953). El cual ha sido considerado como un excelente documento, y de muchas formas, uno de los mejores y más comprensibles escritos sobre diseño de mampostería, hasta ese entonces publicado. De este documento partieron las bases generales del diseño convencional o diseño empírico, como se le conoce hoy en día.

A mediados de los cincuentas (1950), un mejor estudio se desarrolló en Suiza, bajo la dirección de *Haller*. Con la ayuda de una máquina de pruebas *Dubendorf* y después de 10 años de investigación, en colaboración con otros investigadores, él supervisó la construcción de un gran número de edificios de departamentos de 18 pisos, que tenían muros de 15 cm de espesor como estructura principal de soporte. Después de extensas pruebas e investigaciones, él comunicó su conocimiento y experiencias, mismas que fueron establecidas a manera de reglamento, en los Estándares Suizos (*Swiss Standards, SS*).

Durante los años sesentas (1960) un gran número de países desarrollaron reglamentos para mampostería. La Asociación de Estándares de Australia (*The Standards Association of Australia, AS*) publicó reglamentos por separado para bloques de concreto (AS CA32-1963) y ladrillos (AS CA47-1969). El reglamento para bloques de concreto se basó en información proveniente de Norteamérica, y el de ladrillos en el Reglamento Británico y los trabajos desarrollados por *Haller*. Ambos reglamentos fueron escritos en términos de esfuerzos de trabajo. Los primeros intentos por brindar un enfoque analítico al diseño de mampostería aparecen en el Reglamento Británico, y fueron incluidos en el Reglamento Nacional de Construcciones de Canadá, en 1965 (*National Building Code of Canada, NBCC*).

En los Estados Unidos, como resultado de las investigaciones de los años sesentas (1960), se desarrollaron diseños de mampostería sin refuerzo. Fue evidente que las publicaciones sobre diseño de estructuras de mampostería del Instituto del Ladrillo de América (*Brick Institute of America, BIA*) y de la Asociación Nacional de Mampostería de Concreto (*National Concrete Masonry Association, NCMA*), se adoptaron en los reglamentos de construcción de la Conferencia Internacional de Inspectores de Construcción (*International Conference of Building Officials, ICBO*) y el Reglamento de Administración e Inspectores de Construcción (*Building Officials and Code Administration, BOCA*).

Después del sismo de *Long Beach* (en California, Estados Unidos) se inició en 1933 el desarrollo de la mampostería reforzada en el Reglamento Uniforme de Construcción (*Uniform Building Code, UBC*), publicado por el ICBO. En 1978, el Comité 531 del Instituto Americano del Concreto (*ACI 531 Committee*) publicó el Reglamento de Construcción y Requerimientos para Mampostería de Concreto (*Building Code Requirements for Concrete Masonry*) que incluía el diseño de mampostería con y sin refuerzo, basándose en el concepto de esfuerzos de trabajo. En 1988, se publicaron nuevos estándares y especificaciones conjuntamente por los comités del ACI 530 y el ASCE 5. Estos estándares cubrían tanto bloques de mampostería de concreto como los de arcilla y fueron un intento por remplazar a los existentes ANSI A41.1, ANSI A41.2, BIA-69, NCMA TR-75B, y los reglamentos de mampostería del ACI. El BOCA adoptó los nuevos estándares en junio de 1989. Una versión más moderna de estos estándares fue publicada por la junta del Comité de Estándares de Mampostería (*Masonry Standards Joint Committee, TMS*). Estos estándares representaron el estado del arte en la práctica del diseño en Norte América en 1985, ya que se eliminaron los límites arbitrarios de esbeltez, se establecieron relaciones mínimas de acero de refuerzo en áreas sísmicas, y aparecieron los coeficientes de expansión térmica, contenidos de humedad, contracción y las guías de

diseño para muros compuestos considerando acción simple y compuesta.

La edición del Reglamento Uniforme de Construcción de 1991 (*UBC-91*) en los Estados Unidos contiene un método de diseño por resistencia para muros esbeltos de mampostería reforzada, el cual toma en cuenta el efecto de un momento adicional (secundario) de la carga axial debido a la deflexión del muro, además presenta un método de diseño por resistencia para muros de mampostería reforzada sometidos a cortante.

En los años sesentas (1960), La entonces Unión Soviética, (U.R.S.S.) adoptó el enfoque de estados límite para diseño y en 1984, en Alemania, se establecieron requerimientos en el diseño basados en pruebas experimentales. En 1978, el Instituto Británico de Estándares (*British Standards Institution, BS*) publicó un reglamento nuevo para mampostería no reforzada (BS 5628: Parte I-1978), expresado en un formato de estados límite. La Parte 2, que cubría la mampostería reforzada y preesforzada fue publicada en 1985. La Asociación de Estándares de Australia adoptó el diseño por estados límite en su reglamento en 1988 (AS 3700-1988) y el llamado Estándar de Mampostería de Nueva Zelanda (*New Zealand Standard for Masonry*) que utiliza un enfoque de diseño por esfuerzos de trabajo con énfasis especial en los requerimientos de diseño en zonas sísmicas.

En general, los Estándares, Manuales de Diseño y Reglamentos de Construcción, han sido desarrollados en el mundo para controlar la calidad de los materiales de mampostería y los métodos de diseño empleados. En Estados Unidos, por citar un ejemplo, estos estándares han sido desarrollados por asociaciones como: la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (*American Society of Testing and Materials, ASTM*), el Instituto Nacional de Estándares Americanos (*American National Standards Institute, ANSI*), la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (*American Society of Civil Engineers, ASCE*), el Instituto Americano del Concreto (*American Concrete Institute, ACI*), la Asociación de Ingenieros Estructuristas de California (*Structural Engineers Association of California, SEAOC*), la Sociedad de la Mampostería (*The Masonry Society, TMS*), la Conferencia Internacional de Inspectores de Construcción (*International Conference of Building Officials, ICBO*), y la Oficina de Arquitectos del Estado de California (*California Office of the State Architect, OSA*), entre otras. La más importante de estas, por lo menos en la parte oeste de los Estados Unidos, es el ICBO. El Reglamento Uniforme de Construcción (*Uniform Building Code, UBC*) y los estándares UBC, se desarrollaron principalmente para reglamentar el uso de la mampostería reforzada en zonas sísmicas. Otros Reglamentos y Estándares, como el ANSI, ACI, y ASCE 530, son similares en sus consideraciones de materiales y métodos de construcción. Para la

obtención de muestras, ensayos y determinación de propiedades, con frecuencia se utilizan los estándares UBC y las especificaciones ASTM. Los requerimientos OSA fueron desarrollados para aplicarse estrictamente en edificios públicos construidos en California y se detallan en el Reglamento Administrativo de California (*California Administrative Code*), y preceden sobre cualquier reglamento local concerniente a hospitales o edificios propiedad del estado.

En México, el R.D.F. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publica las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, mismas que aparecen con frecuencia en los reglamentos de construcción de las demás entidades federativas. A través de las publicaciones de los organismos como el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), se pueden comparar los resultados obtenidos en las investigaciones contra lo que establecen los reglamentos, y de esta forma medir los avances en materia de diseño. Un ejemplo de ello es el amplio estudio del comportamiento de estructuras de mampostería sometidas a fuerzas sísmicas.

CAPÍTULO 3

VIGAS Y DINTELES DE MAMPOSTERÍA REFORZADA



Fig. 3.1 Construcción de vigas y dinteles de mampostería.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

3.1 Introducción.

El comportamiento y diseño de vigas y dinteles de mampostería reforzada es el tema principal de este capítulo. Sin embargo, muchos de los principios cubiertos aquí también se aplican a los muros de mampostería reforzada sometidos a flexión (Capítulo 4) y se extienden a los Capítulos 5 al 7, para cubrir la combinación de carga axial y de flexión, además del comportamiento por cortante.

El módulo de ruptura de la mampostería (resistencia de tensión por flexión) representa una pequeña fracción de su resistencia de compresión. Esto, obviamente, significa que las vigas de mampostería sin refuerzo fallarán sobre la longitud de la cara en tensión, antes de alcanzar la resistencia de compresión permisible de la mampostería.

Las vigas y dinteles de mampostería reforzada son elementos que se colocan en posición horizontal y son utilizados para cubrir los claros de huecos presentes en los muros de mampostería, tal como se muestra en las figuras 3.1 y 3.2.

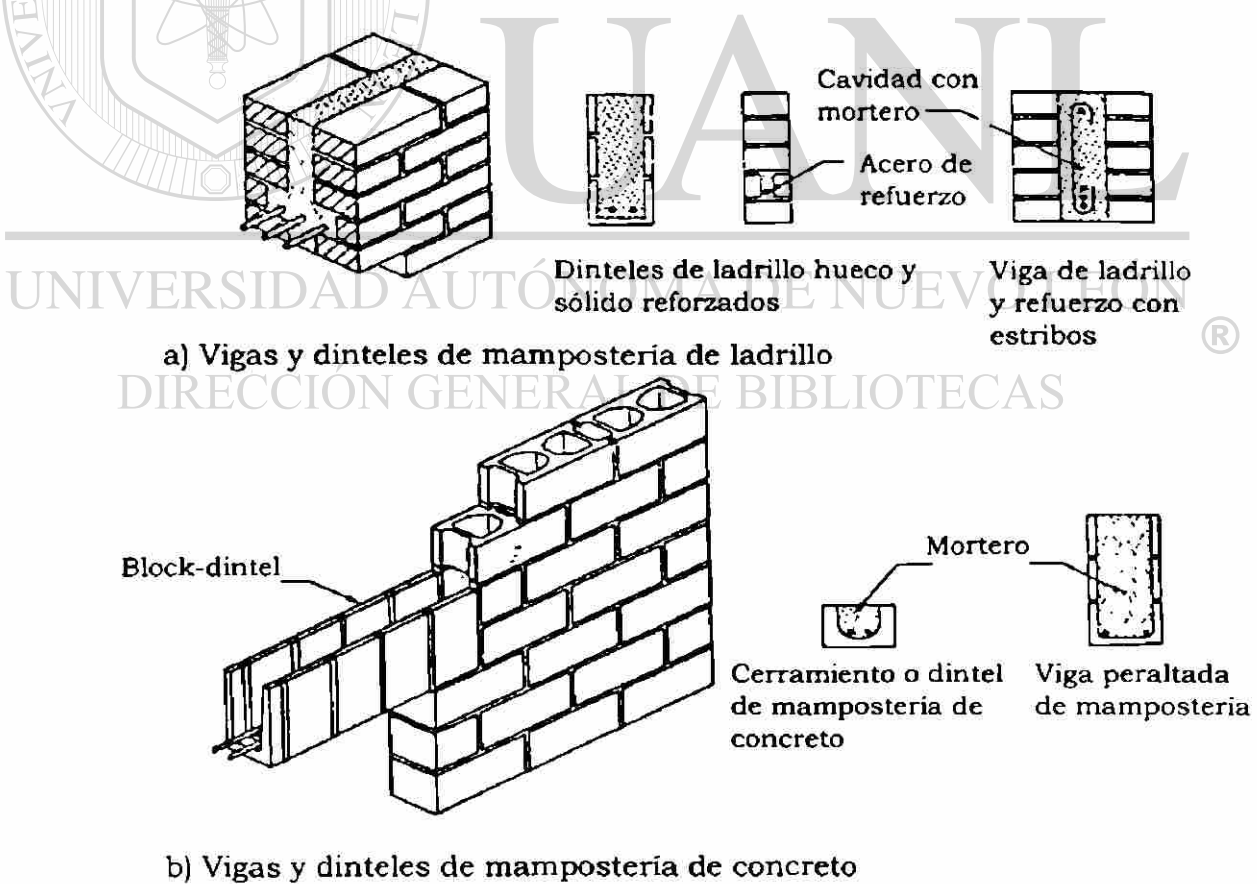


Fig. 3.2 Arreglos comunes de vigas y dinteles de mampostería.

Los elementos conocidos como cerramientos de mampostería son carreras de unidades de mampostería dentro de un muro, que están reforzadas horizontalmente con varillas longitudinales y mortero. Las cadenas de cerramiento reforzadas están espaciadas sobre la altura del muro, y se utilizan para resistir la flexión horizontal fuera del plano y la tensión o cortante en el plano. Los cerramientos normalmente se localizan al nivel de cimentación, entrepiso y azotea. A menos que formen parte de una viga o dintel, su principal función, dependiendo de dónde están localizadas, es la de distribuir la carga vertical de los entrepisos y ayudar a mantener la estructura del edificio como unidad.

En el diseño de miembros a flexión se deben tomar en cuenta dos factores: los de resistencia y los de servicio. La flexión, el cortante, y la longitud de anclaje se involucran con la resistencia, mientras que a la deflexión y al agrietamiento se les relaciona con la etapa de servicio. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

3.2 Comportamiento y diseño a flexión.

3.2.1 Conceptos fundamentales.

Para elementos de poca altura (considerados como aquellos elementos simplemente apoyados con una relación claro-peralte mayor

de cinco), los conceptos fundamentales sobre los cuales se basa el análisis elástico de la mampostería reforzada son principalmente:

- Las fuerzas internas en cualquier sección de un elemento están en equilibrio con los efectos de las cargas externas;
- Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión (las deformaciones en la mampostería y el acero son directamente proporcionales con su distancia al eje neutro);
- Después de ocurrir el agrietamiento, se desprecia la contribución de resistencia a la tensión de la mampostería, y las fuerzas de tensión son resistidas por completo por el acero de refuerzo;

-
- El comportamiento elástico lineal existe dentro de un intervalo de esfuerzos de trabajo para ambos materiales; acero y mampostería;

- Existe un perfecto acoplamiento entre mortero y acero.

Estas consideraciones también se aplican en el análisis por esfuerzos de trabajo en vigas de concreto reforzado.

3.2.2 Comportamiento bajo carga.

Cuando se incrementa la carga sobre una viga de mampostería reforzada, claramente se puede distinguir una gran variedad de diferentes estados según el comportamiento de los esfuerzos, los cuales se describen a continuación.

3.2.2.1 Esfuerzo elástico; sección sin agrietar.

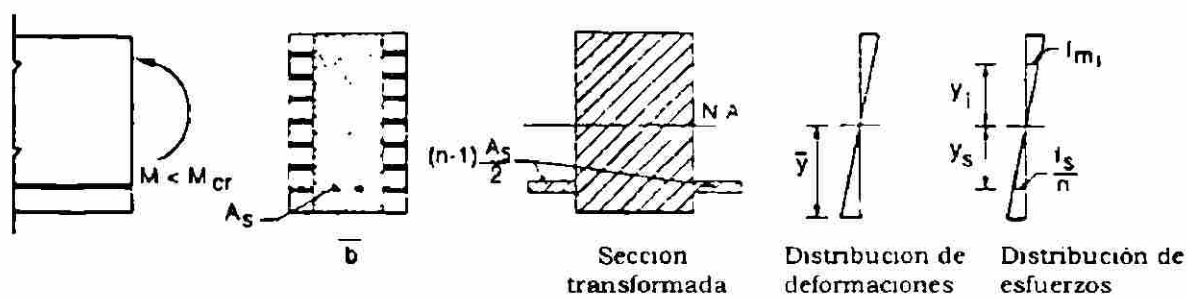
Cuando los esfuerzos de tensión por flexión en la fibra extrema son menores que el módulo de ruptura de la mampostería, no se desarrolla ningún patrón de grietas, y la distribución de esfuerzos y deformaciones es lineal, como se muestra en la Fig. 3.3(a). Las propiedades de la sección pueden ser calculadas usando una sección transformada. En esta sección transformada, el área actual del acero de refuerzo se reemplaza por un área equivalente en mampostería, la cual estará localizada en el nivel del acero, donde n define la relación modular

$$n = \frac{E_s}{E_m} \quad (3.1)$$

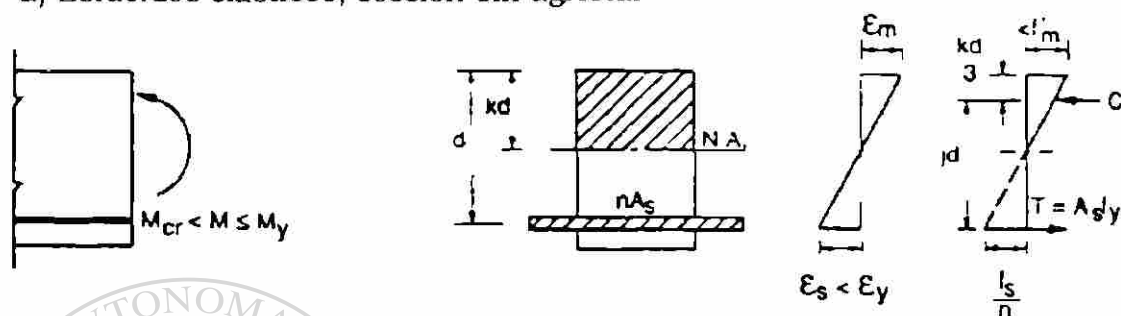
Donde

E_s = módulo de elasticidad del acero.

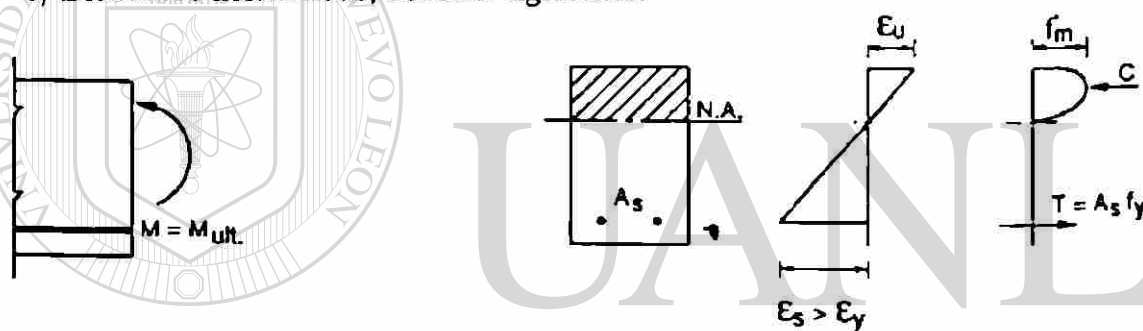
E_m = módulo de elasticidad de la mampostería.



a) Esfuerzos elásticos, sección sin agrietar



b) Esfuerzos inelásticos, sección agrietada



c) Esfuerzos inelásticos, sección agrietada
(Caso sub-reforzado)

Fig. 3.3 Análisis de vigas de mampostería reforzada.

La relación que define el comportamiento momento-curvatura se muestra mediante la curva A en la Fig. 3.4. El esfuerzo de flexión en la mampostería f_{mi} en cualquier punto i de la sección transversal se determina por la expresión siguiente:

$$f_{mi} = \frac{My_i}{I_r} \quad (3.2)$$

Donde

M = momento aplicado.

y_i = distancia desde el eje neutro hasta el punto en cuestión.

I_{tr} = momento de inercia de la sección transformada.

El esfuerzo en el acero f_s , se calcula mediante la expresión

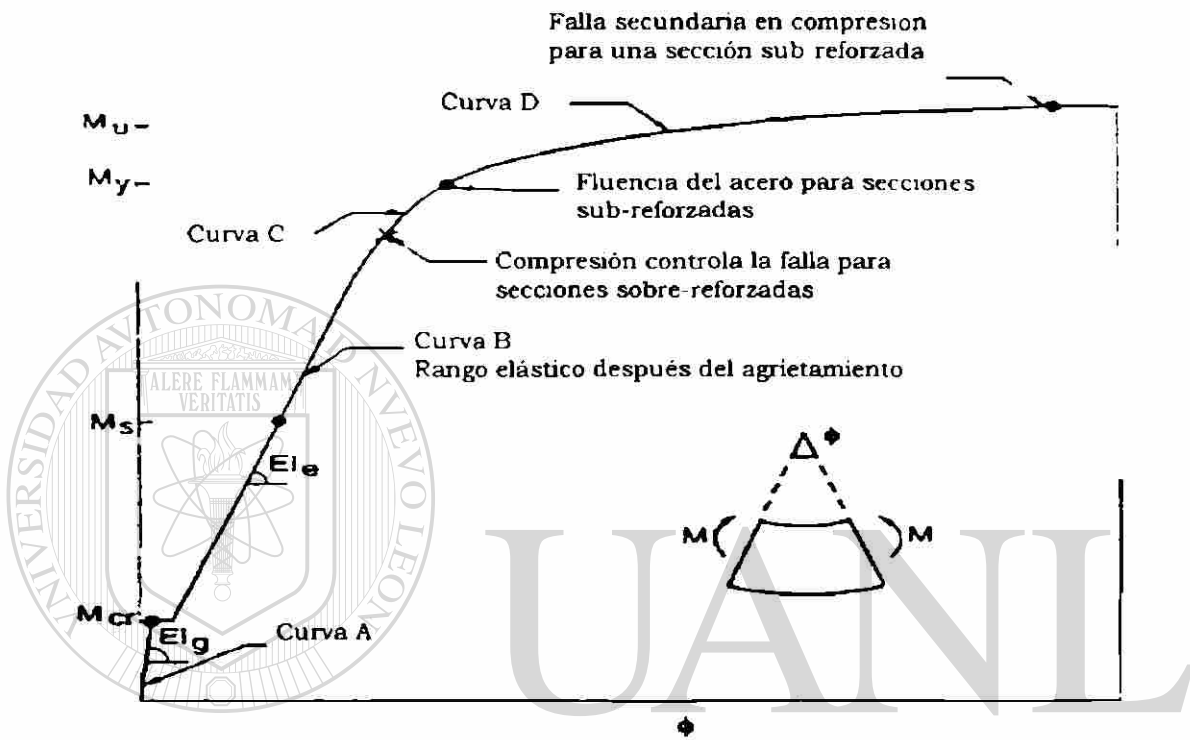
$$f_s = n(My_i / I_{tr}) \quad (3.3)$$

Donde y_s , es la distancia desde el eje neutro hasta el centroide del acero de refuerzo.

3.2.2.2 Esfuerzo elástico, sección agrietada.

La mampostería se agrieta cuando el esfuerzo de tensión en la fibra extrema excede el módulo de ruptura. Si el esfuerzo de compresión en la mampostería es menor que la mitad de la resistencia de compresión y el esfuerzo en el acero no alcanza su esfuerzo de fluencia durante el agrietamiento, ambos materiales continúan con un comportamiento elástico, ver Fig. 3.3(b). La curva B en la gráfica de la Fig. 3.4 representa el comportamiento elástico para la sección agrietada, la cual ahora ha reducido las propiedades de la sección.

Una sección transformada; formada por la mampostería sobre la cara en compresión a partir del eje neutral, más n veces el área de acero sobre el otro, se utiliza para calcular los esfuerzos y deformaciones.



Ref. *Masonry Structures, Behavior and Design*

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCION GENERAL DE BIBLIOTECAS

Fig. 3.4 Relación momento-curvatura para vigas de mampostería reforzada.

Para la localización del eje neutro, se consideran el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones entre la mampostería y el acero. Como se muestra en la Fig. 3.3(b), la fuerza de compresión resultante se calcula como

$$C = f_m kbd / 2 \quad (3.4)$$

Y la fuerza de tensión resulta

$$T = A_s f_s = \rho b d f_s \quad (3.5)$$

Donde la cuantía de acero ρ se define como

$$\rho = A_s / b d \quad (3.6)$$

Por equilibrio de fuerzas, $C = T$, y de las ecuaciones 3.4 y 3.5 se tiene

$$\begin{aligned} \rho f_s b d &= f_m k b d / 2 \\ k &= 2 \rho f_s / f_m \end{aligned} \quad (3.7)$$

Sustituyendo los términos f_s y f_m de la ecuación 3.7 en función de deformaciones ($\varepsilon_m = f_m / E_m$) se obtiene

$$k = 2 \rho \frac{\varepsilon_s E_s}{\varepsilon_m E_m} \quad (3.8)$$

Por relación de triángulos en la Fig. 3.3(b)

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_m} = \frac{d - k d}{k d} = \frac{1 - k}{k}$$

De aquí, y utilizando la relación modular $n = E_s / E_m$ de la ecuación 3.1, la ecuación 3.8 puede ser expresada como

$$k = \frac{2n\rho(1-k)}{k} \quad (3.9)$$

Resolviendo la ecuación cuadrática resultante para:

$$k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho \quad (3.10)$$

Entonces, conociendo la cuantía de acero y la relación modular, la profundidad del eje neutro kd , puede determinarse mediante la ecuación 3.10.

Para un valor de momento aplicado, pueden determinarse los esfuerzos en la mampostería y acero. El equilibrio de momentos alrededor de T resulta en

$$M = Cjd = f_m k j b d^2 / 2 \quad (3.11)$$

$$f'_m = 2M / k j b d^2 \quad (3.12)$$

De forma similar, el equilibrio de momentos alrededor de C resulta

$$M = Tjd = \rho f_s j b d^2 \quad (3.13)$$

$$f_s = M / \rho j b d^2 \quad (3.14)$$

Donde el brazo de palanca del momento entre C y T esta dado por

$$jd = d - kd/3$$

En forma adimensional:

$$j = 1 - k/3 \quad (3.15)$$

La ecuación 3.11 puede emplearse para determinar el momento permisible basado en el esfuerzo permisible de compresión de la mampostería F_b (normalmente representa el 0.33 de la resistencia de compresión de la mampostería, f'_m). De forma similar, el máximo momento permisible puede determinarse mediante la ecuación 3.13, basada en el esfuerzo permisible del acero. El menor de estos dos momentos es el momento permisible para el diseño, como se muestra en la Fig. 3.4.

Según el enfoque de los esfuerzos de trabajo, la condición de falla balanceada es un estado donde la mampostería y el acero fallan simultáneamente, ya que alcanzan sus esfuerzos permisibles casi al mismo tiempo. En este caso

$f_m = F_b$ = esfuerzo permisible de compresión por flexión en la mampostería.

$f_s = F_s$ = esfuerzo permisible en el acero.

Por relación de triángulos, ver Fig. 3.3(b)

$$\frac{k_b d}{d} = \frac{F_b}{F_b + F_s/n} \quad (3.16)$$

Donde k_b es el valor de k para la condición de falla balanceada.

Entonces,

$$k_b = \frac{F_b}{F_b + F_s/n} \quad (3.17)$$

Para obtener la cuantía de acero balanceada, las ecuaciones para C y T resultan

$$\rho_b b d F_s = F_b k_b d b / 2 \quad (3.18)$$

Sustituyendo k_b , y resolviendo se tiene

$$\rho_b = \frac{n F_b}{2 F_s (n + F_s / F_b)} \quad (3.19)$$

Esta cuantía balanceada, ρ_b , se utiliza para indicar en qué casos la tensión del acero o compresión de la mampostería controla el diseño de las vigas de mampostería reforzadas. Si la cuantía de acero ρ , es menor que ρ_b , el esfuerzo en el acero alcanza su valor permisible, F_s , antes de que la mampostería alcance su límite permisible, F_b , y el momento de

diseño estará gobernado por el esfuerzo del acero. En el otro sentido, si ρ es mayor que ρ_b , la mampostería alcanza primero su esfuerzo de compresión permisible, F_b , y el momento permisible estará gobernado por este valor.

3.2.2.3 Esfuerzo inelástico, sección agrietada.

Cerca de la carga última, los esfuerzos están en el intervalo inelástico y no son proporcionales a su deformación, ver Fig. 3.3(c). Existen dos modos de falla en vigas de mampostería reforzada. Dependiendo de la cantidad de acero presente en la sección, pudiera no presentarse la fluencia del acero antes de que la mampostería falle por compresión.

La curva C, en la Fig. 3.4, representa el inicio del comportamiento no lineal. Si la sección está sobre-reforzada, puede ocurrir la falla por compresión en la mampostería. Para vigas sub-reforzadas, la fluencia del acero de refuerzo define el cambio en el comportamiento, donde un incremento gradual en el momento está definido por la curva D (Fig. 3.4) y está asociado con el incremento gradual en el brazo de palanca del momento.

Debido a que la mampostería tiende a estar parcialmente reforzada, el modo común de falla es la fluencia del acero seguida por el estallamiento de la mampostería. La fluencia del acero en tensión define

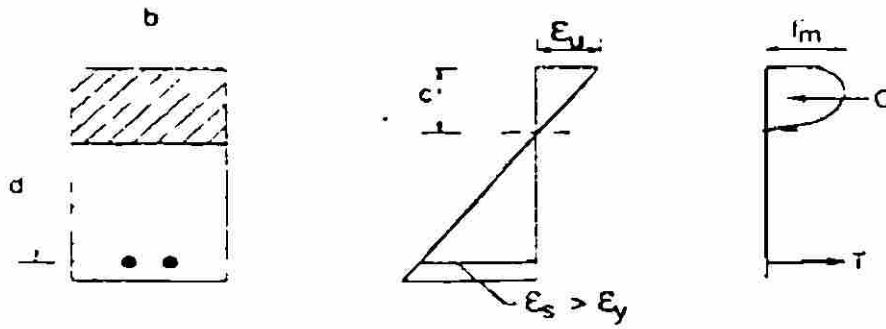
la máxima fuerza en tensión, y por equilibrio de tensión y compresión, queda también definida la máxima fuerza de compresión. Cuando una viga de mampostería está muy reforzada, el acero de refuerzo en tensión no alcanza la fluencia antes de que la mampostería falle por compresión; la falla ocurre por muy poca deflexión, y no se produce un modo de falla deseable. En la situación de falla balanceada, la fluencia del acero y el aplastamiento de la mampostería ocurren al mismo tiempo. La capacidad de momento último, para una sección sub-reforzada como la que se muestra en la Fig. 3.5(a), la fuerza de tensión está dada por

$$T = A_s f_y \quad (3.20)$$

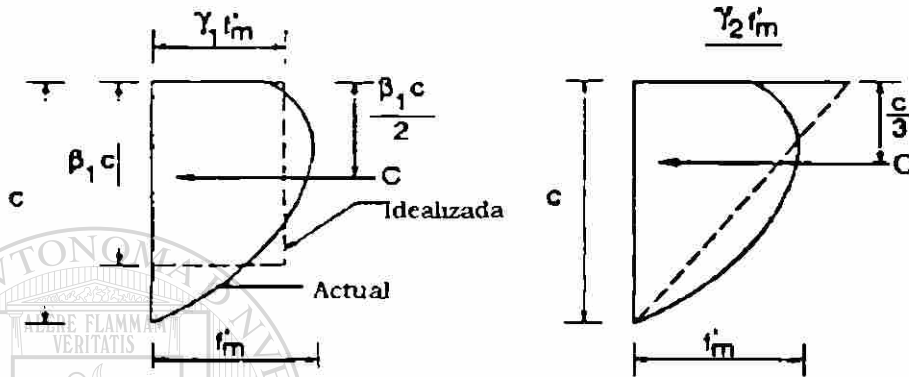
Existen varias formas de representar el bloque de esfuerzos, como la forma triangular mostrada en la Fig. 3.5(c), que pueden utilizarse. El bloque rectangular de esfuerzos (conocido como bloque de esfuerzos de Whitney), mostrado en la Fig. 3.5(b), es de uso común entre los diseñadores de estructuras, y es natural utilizarlo en mampostería, empleando los mismos parámetros que para el concreto reforzado.

$$\beta_1 = 1.05 - 0.05 f'_m \leq 0.85 \quad (\text{para } f'_m \text{ en ksi}) \quad (3.21)$$

$$\beta_1 = 1.05 - 0.0073 f'_m \leq 0.85 \quad (\text{para } f'_m \text{ en MPa})$$



a) Relación esfuerzo-deformación



b) Bloque rectangular de esfuerzos

c) Bloque triangular de esfuerzos

Fig. 3.5 Momento último en vigas de mampostería sub-reforzadas.

La fuerza resultante de compresión es entonces;

$$C = \gamma_1 f'_m \beta_1 c b \quad (3.22)$$

Por equilibrio de fuerzas $T = C$, las ecuaciones 3.20 y 3.22 resultan

$$c = \frac{A_s f_y}{\gamma_1 f'_m \beta_1 b} \quad (3.23)$$

Entonces, la capacidad nominal o teórica de momento último M_n se calcula mediante la expresión

$$M_n = T \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \gamma_1 f'_m b} \right) \quad (3.24)$$

Si consideramos la cuantía de acero $\rho = A_s/bd$, y definimos el índice de acero como ω , entonces;

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_m} \quad (3.25)$$

La ecuación 3.24 se transforma en

$$M_n = bd^2 f'_m \omega \left(1 - \frac{\omega}{2 \gamma_1} \right) \quad (3.26)$$

O bien, será

$$M_n = bd^2 f'_m \omega (1 - 0.59 \omega) \quad (3.27)$$

Entonces, por razones de seguridad, el momento último de diseño, debido a cargas factorizadas, deberá satisfacer la siguiente relación:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Sustituyendo de la ecuación 3.27

$$M_u \leq \phi bd^2 f'_m \omega (1 - 0.59 \omega) \quad (3.28)$$

El Reglamento UBC especifica un valor de ϕ entre 0.40 y 0.80, dependiendo del tipo de construcción.

Cualquier error en la evaluación de f'_m , o en la representación de la fuerza de compresión resultante tiene un efecto proporcional en los términos C y c , la ecuación de capacidad de momento puede ser reescrita para que el esfuerzo de compresión controle la falla:

$$M_n = C \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (3.29)$$

La cuantía de refuerzo balanceada ρ_b describe la condición en la cual la fluencia del acero de refuerzo ocurre con la misma carga en la que la mampostería alcanza su resistencia última, como se muestra en la Fig. 3.6, ρ_b puede expresarse como:

$$\rho_b = \beta_1 \gamma_1 (f'_m / f_y) \left(\frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_s} \right) \quad (3.30)$$

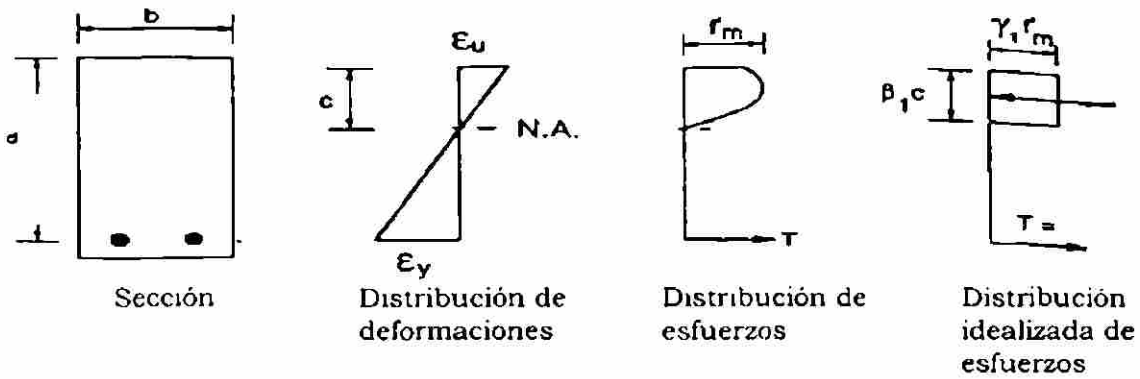


Fig. 3.6 Condición de falla balanceada para capacidad de momento último.

En algunos reglamentos se sugieren valores de deformación unitaria para diseño, que varían en un intervalo entre 0.002 y 0.0035. El Reglamento *UBC* optó por un valor de 0.003, que coincide con el empleado en el concreto reforzado. Los valores bajos de ϵ_u arrojan valores bajos de ρ_b , y en una reducción de la capacidad de momento para fallas controladas por compresión. Así mismo, se recomienda que ρ_{max} sea igual a $0.5\rho_b$ para asegurar una adecuada ductilidad bajo cargas sísmicas. Es pertinente mencionar que el Reglamento Australiano establece una cuantía mínima de acero $\rho_{min} \geq 0.0015$, mientras que el Reglamento *UBC* indica un valor de 0.0018.

3.3 Comportamiento y diseño por cortante.

3.3.1 Desarrollo de los requerimientos de diseño.

Las vigas de mampostería reforzada deben diseñarse para la flexión y el cortante. La máxima fuerza cortante ocurre cerca del apoyo. Una falla por cortante generalmente se refiere a la tensión diagonal.

3.3.1.1 Viga sin agrietar.

Cuando el esfuerzo en la fibra extrema en tensión es menor que el módulo de ruptura de la mampostería, puede considerarse que la viga se comporta como un elemento homogéneo y elástico. El esfuerzo cortante f_v se calcula mediante:

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} \quad (3.31)$$

Donde

V = fuerza cortante.

Q = primer momento alrededor del eje neutro de una porción de la

sección transversal entre el plano bajo consideración y la fibra extrema.

I = momento de inercia.

b = ancho de la sección transversal en el plano bajo consideración.

El máximo esfuerzo cortante ocurre en el eje neutro. Como se muestra en la Fig. 3.7(a) resultando una distribución parabólica de esfuerzos para secciones rectangulares.

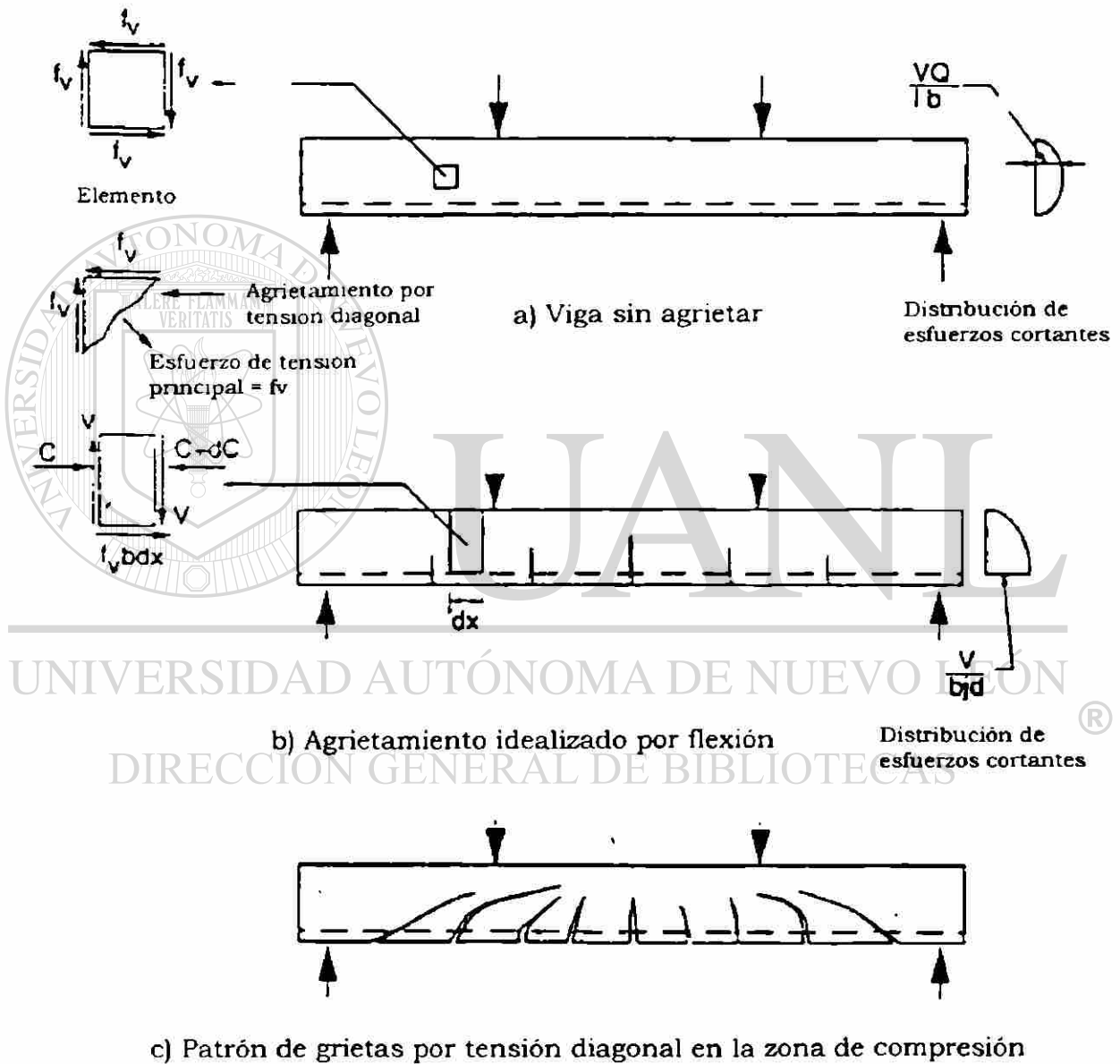


Fig. 3.7 Análisis por cortante en vigas de mampostería.

3.3.1.2 Viga sin agrietar, sin refuerzo en el alma.

Los Reglamentos *ACI530/ASCE 5/TMS 402* y el del *UBC*, especifican una ecuación simplificada para determinar el cortante:

$$f_v = \frac{V}{bd} \quad (3.32)$$

Es común encontrar en la mayoría de los reglamentos la siguiente ecuación, para determinar el cortante; $f_v = V/bjd$, donde j generalmente es una constante igual a $7/8$.

3.3.1.3 Viga agrietada, incluyendo refuerzo en el alma.

Como es sabido, el alma se refuerza normalmente mediante estribos, como se muestra en la Fig. 3.9(a). Los resultados de pruebas experimentales indican que el refuerzo previene la falla por tensión diagonal, permitiendo que se desarrolle totalmente la capacidad para flexión. Los estribos se colocan normalmente espaciados, a una distancia s , como lo indica la Fig. 3.9(b).

La fuerza de tensión en cada estribo se calcula como:

$$T_s = A_s f_s \quad (3.33)$$

Donde

A_s = área de acero del estribo.

f_s = esfuerzo en el acero del estribo.

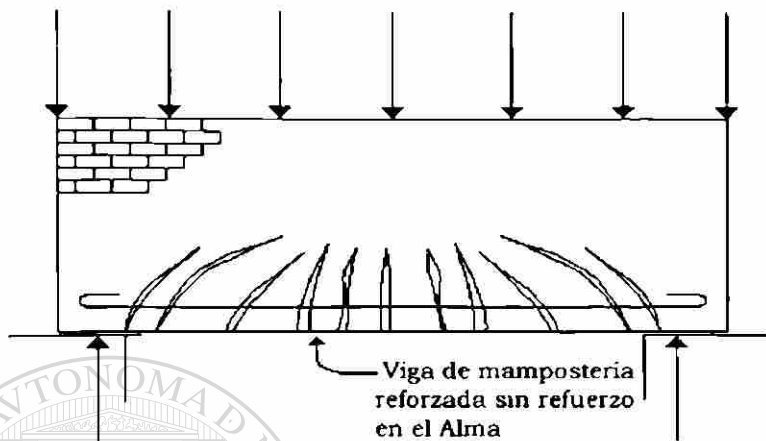


Fig. 3.8 Analogía de arco para vigas de mampostería reforzada sin refuerzo en el alma.

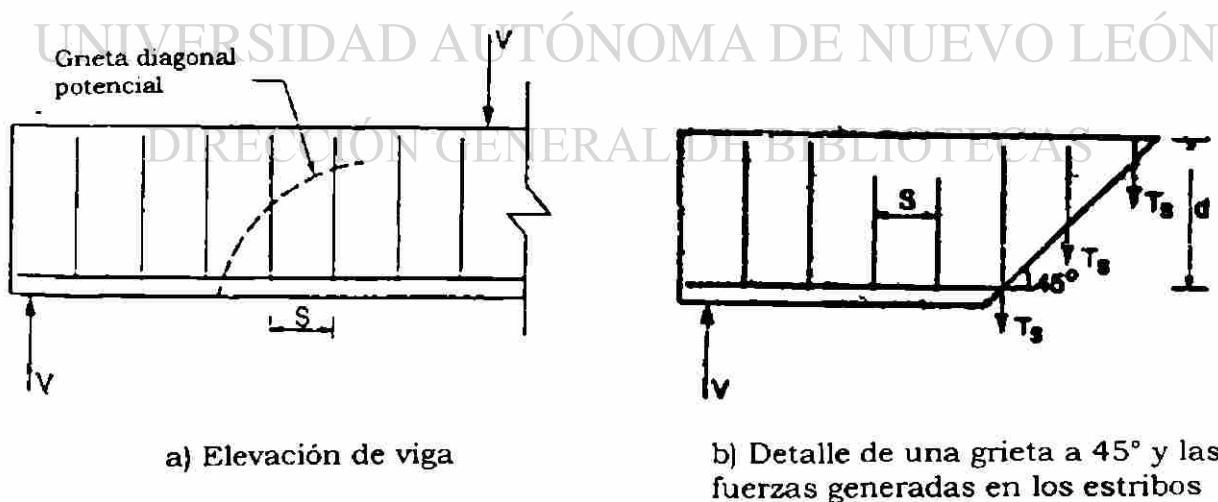


Fig. 3.9 Resistencia para cortante, mediante refuerzo en el alma, en vigas de mampostería reforzadas.

Los estribos se requieren para soportar todo el cortante. Mediante la sumatoria de las fuerzas de la Fig. 3.9 resulta, entonces:

$$V = \frac{d}{s} A_v f_s \quad (3.34)$$

Para el cual, el área de acero de refuerzo requerido por cada estribo está determinado por:

$$A_v = \frac{V_s}{f_s d} \quad (3.35)$$

De la misma manera, para un área particular de estribo, el espaciamiento del estribo queda definido como:

$$s = \frac{A_v f_s d}{V} \quad (3.36)$$

El máximo espaciamiento del estribo queda limitado a $d/2$, con el fin de asegurar que cada grieta diagonal esté limitada por al menos un estribo, evitando con ello que ésta se propague hacia el interior de la viga.

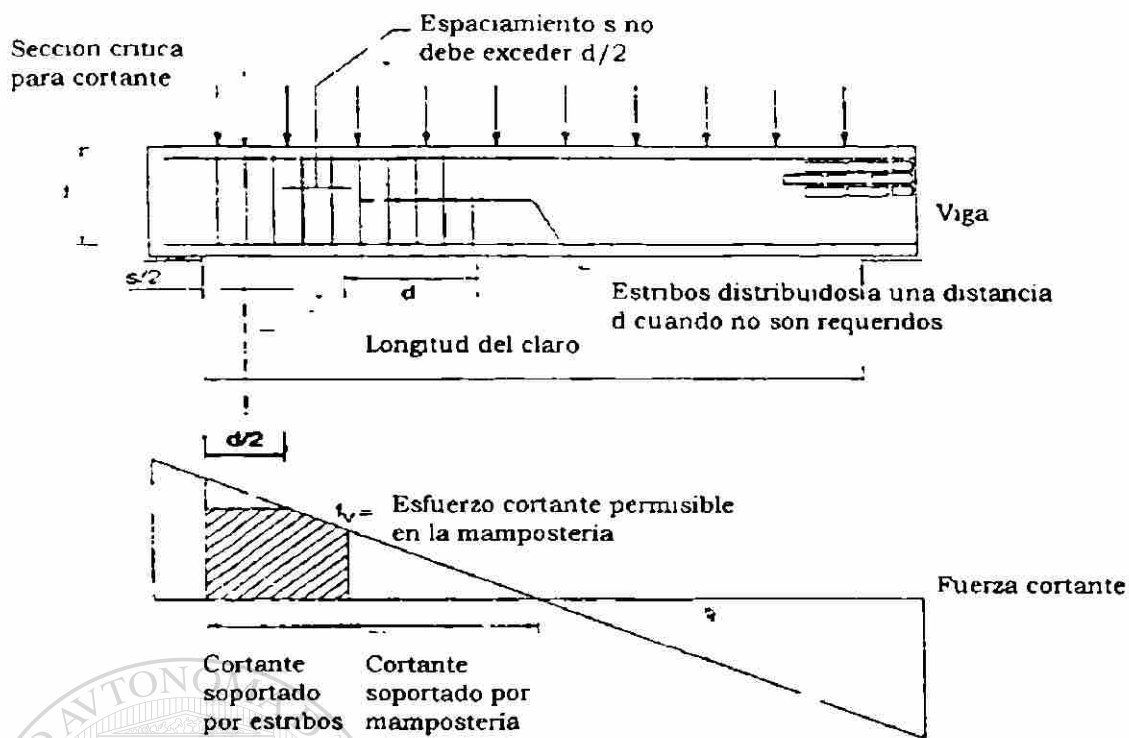


Fig. 3.10 Diseño por cortante en vigas de mampostería (Diseño por esfuerzos de trabajo).

3.4 Anclaje del refuerzo.

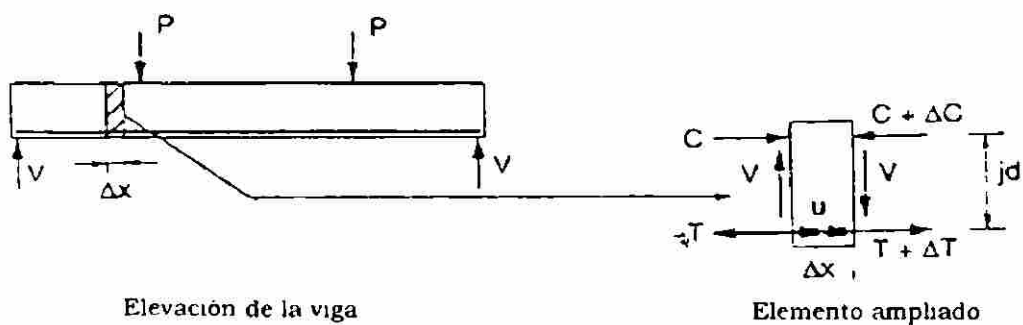
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

3.4.1 Longitud de desarrollo.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

La longitud de desarrollo l_d , que se provea deberá ser suficiente para desarrollar el esfuerzo en el acero, sin exceder el valor considerado en el diseño. La ecuación para la longitud de desarrollo se deriva del equilibrio de fuerzas del diagrama de cuerpo libre de una longitud de la varilla de refuerzo (ver Fig. 3.11),

$$\pi d_b u l_d = A_s f_s = \frac{\pi d_b^2}{4} f_s \quad (3.37)$$



Desarrollo del esfuerzo de adherencia en vigas de mampostería reforzada

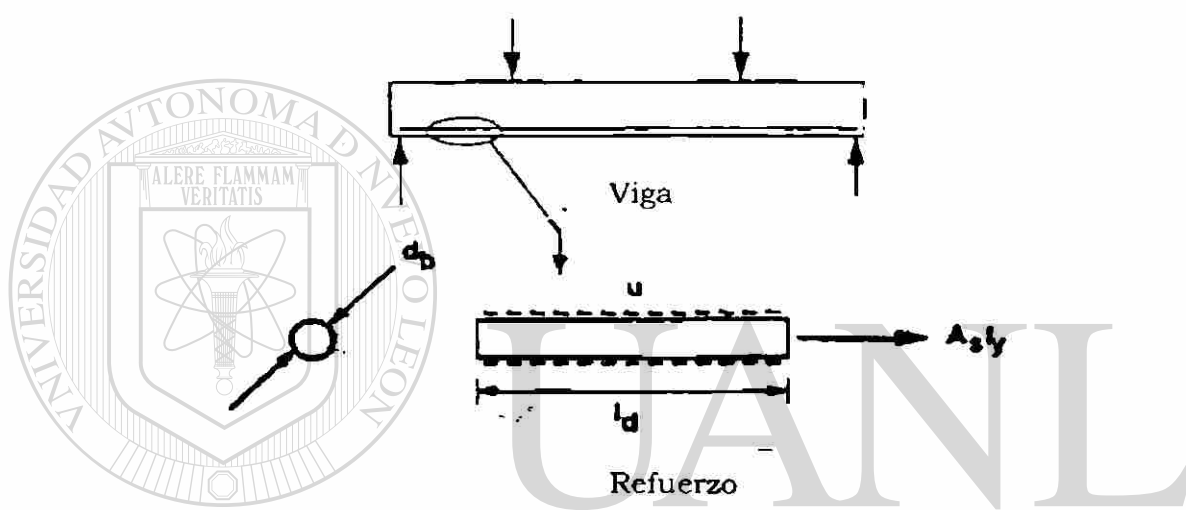


Fig. 3.11 Longitud de desarrollo.

De modo que

$$l_d = f_s d_b / 4u \quad (3.38)$$

Donde

f_s = esfuerzo calculado en el acero, dependiendo dónde esté localizado.

u = esfuerzo permisible de adherencia .

d_b diámetro de la varilla.

l_d longitud de desarrollo.

En el diseño por esfuerzos de trabajo, los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402* especifican una longitud de desarrollo recomendada, $l_d = 0.0015d_b f_s$ (en pulgadas). Por otro lado, la longitud de traslape normalmente está expresada en términos de la longitud de desarrollo. Los Reglamentos *ACI 530/ASCE5/TMS 402* especifican una longitud de traslape en tensión y compresión igual a $0.002d_b f_s$ (en pulgadas), la cual representa un valor de $1.33l_d$. De cualquier forma, en la práctica se recomienda una longitud mínima de traslape de 30 cm.

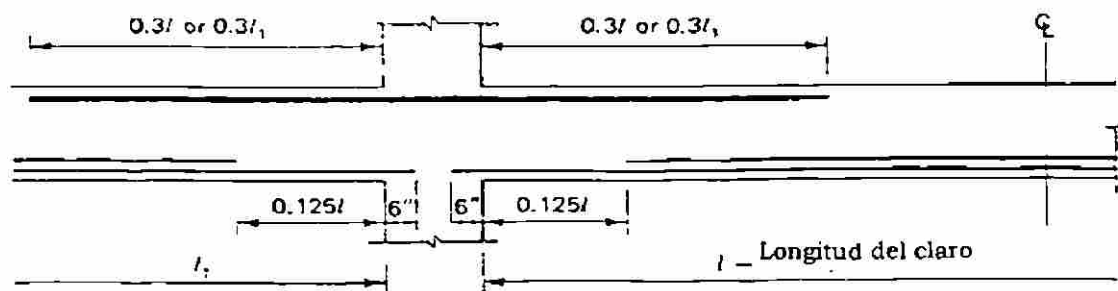
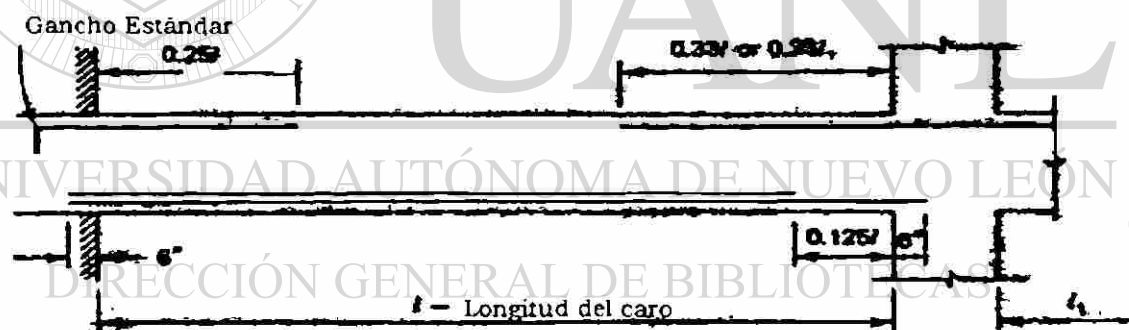


Fig. 3.12 Detalle simplificado del refuerzo en vigas de mampostería.

3.5 Requerimientos de servicio.

Los requerimientos de servicio para elementos reforzados sometidos a flexión involucran lo siguiente: deflexiones, control de agrietamiento y protección contra la corrosión. Los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402* especifican que la deflexión de vigas y dinteles debida a la carga muerta más viva, estén limitadas a un valor del claro, dividido en 600, u 8 mm, cuando éstos proporcionen un soporte vertical a la mampostería sin refuerzo. En la ausencia de cualquier otra recomendación, se han adoptado las recomendaciones del método de diseño del Reglamento *ACI 318* para concreto reforzado, donde las deflexiones deberán ser determinadas empleando la siguiente expresión que define el momento de inercia efectivo:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (3.39)$$

Donde

I_g, I_{cr} = momento de inercia gruesa y momento de inercia agrietada respectivamente.

M_{cr}, M_a = momento de agrietamiento y momento aplicado respectivamente.

3.6 Distribución de carga sobre vigas y dinteles.

3.6.1 Comportamiento.

En la Fig. 3.13 se muestran los claros de huecos sobre vigas y dinteles en muros de mampostería. La función de un dintel es la de transferir las cargas verticales de arriba del hueco a los soportes en los extremos.

Existen dos tipos de carga vertical en los dinteles:

1. Distribución de las cargas verticales del peso propio del muro superior, más las cargas del entrepiso y azotea.
2. Cargas concentradas de vigas de entrepiso, joist-losa, y otros elementos del soporte dentro del muro.

Debido a la acción de arco, los dinteles bien pueden no soportar la totalidad de la carga arriba del hueco. Como se muestra en la Fig. 3.13(a), la parte de la mampostería contenida en el triángulo *ABC* por lo general se considera como la que será soportada por el dintel. Una práctica recomendada es utilizar un triángulo formado por ángulos de 45° o 60° , para determinar el área tributaria de diseño. Cualquier carga arriba del punto *C* se desprecia. Para poder utilizar la acción del arco, deberá existir suficiente longitud de apoyo de mampostería hacia cada

lado del hueco, para resistir la armadura a través de la acción de arco. La acción del arco también requiere una adecuada profundidad de la mampostería arriba del punto C, para poder soportar las fuerzas de compresión horizontales del arco de la armadura. Si las cargas de entrepiso o azotea están aplicadas por debajo del punto C, Fig. 3.13, no se considera que se desarrolla la acción del arco, y el dintel deberá ser diseñado para soportar la totalidad de la carga.

Si se considera una carga triangular (45°) sobre el dintel, el momento al centro del claro del dintel, debido al peso del material, está dado por la siguiente expresión:

$$M_{\text{centroclaro}} = \frac{WL}{2} \frac{L}{2} \frac{1}{3} \frac{L}{2} = \frac{WL^3}{24} \quad (3.40)$$

Donde

W = peso de la superficie vertical del muro, en kg/m², arriba del dintel o viga.

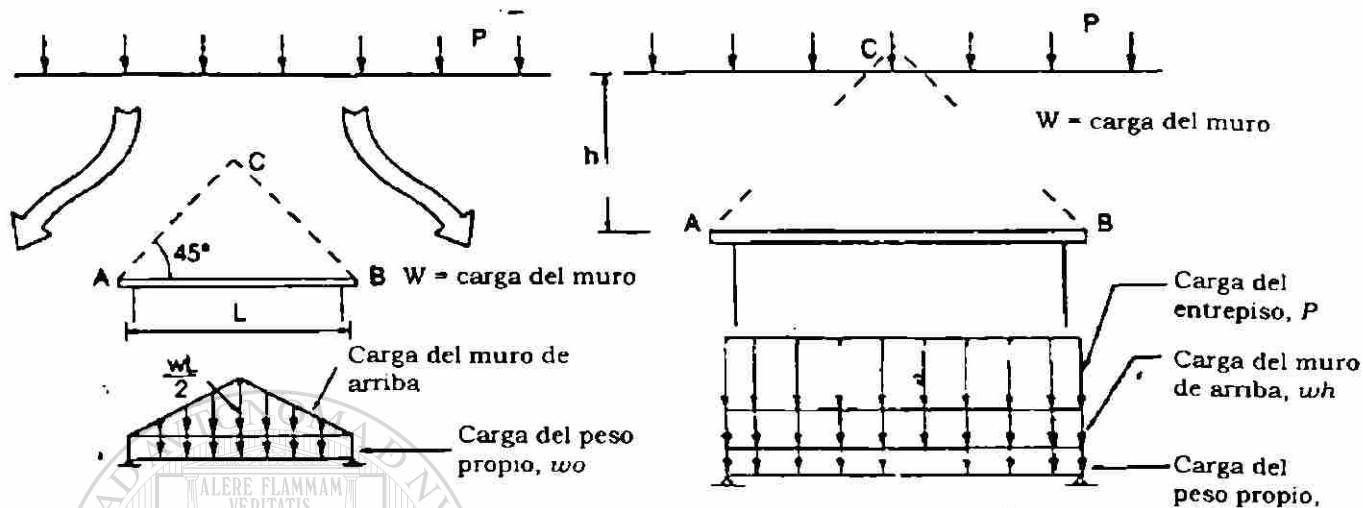


Fig. 3.13 Distribución de cargas sobre dinteles.

Si se considera que las cargas concentradas de las vigas de entrepiso o azotea se transmiten al dintel asumiendo un ángulo de 60° y una dispersión triangular de la fuerza. Como se muestra en la Fig. 3.14, la parte de la carga w_p distribuida sobre la longitud DB , es considerada en el análisis y el diseño del dintel adicionalmente a las cargas de peso propio y peso del área tributaria de muro sobre el hueco.

Si consideramos una distribución de 60° (30° con respecto a la vertical), para una carga concentrada dada, el efecto sobre el dintel está dado por la siguiente expresión:

$$a = (h \tan 30^\circ + 0.5L - x') = (0.577h + 0.5L - x')$$

$$W = \frac{P}{2h \tan 30^\circ} = \frac{P}{1.155h} \quad (3.41)$$

Donde

W = fracción de carga uniformemente distribuida equivalente a la carga concentrada P .

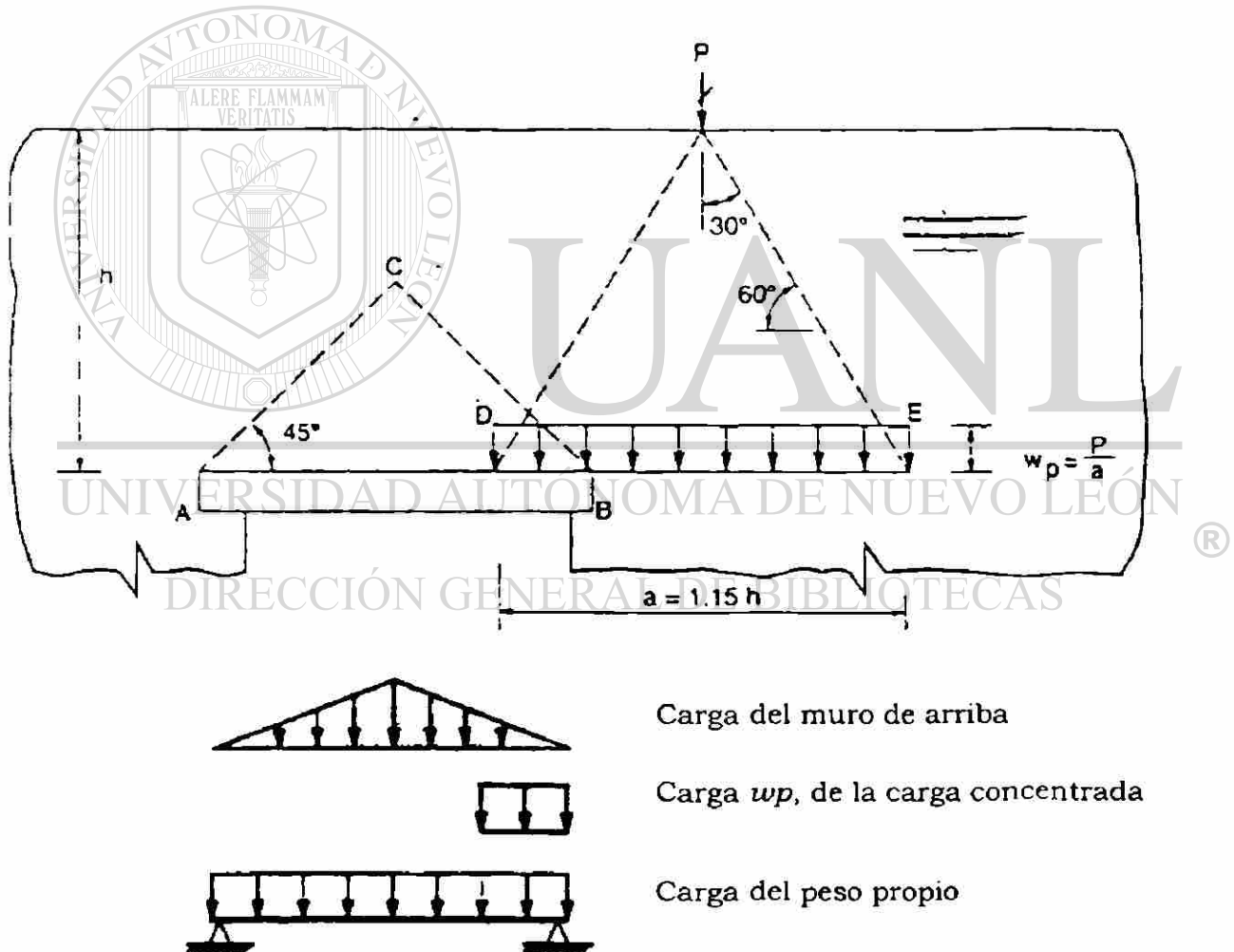


Fig. 3.14 Distribución de cargas concentradas sobre dinteles de mampostería.

3.7 EJEMPLOS DE DISEÑO

3.7.1 Viga de mampostería de ladrillo.

Ejemplo 3.1

La viga de mampostería de ladrillo mostrada en la Fig. 3.15 soporta una carga de 45 kN (10 klb) al centro del claro. La viga se encuentra simplemente apoyada en sus extremos y tiene una longitud de 3.60 m (12 pies). Considere un valor de resistencia de los materiales $f_m = 20.7$ MPa (3,000 lb/pulg²), fluencia del acero $F_s = 138$ MPa (20 klb/pulg²) y un peralte de la viga, $d = 71.12$ cm (28 pulg).

- a) Determinar la cantidad de acero requerido por los esfuerzos de tensión.
- b) Determinar el factor de seguridad contra el colapso.
- c) Revisar si requiere refuerzo por cortante.
- d) Revisar la adherencia, el aplastamiento y la longitud de desarrollo del refuerzo.

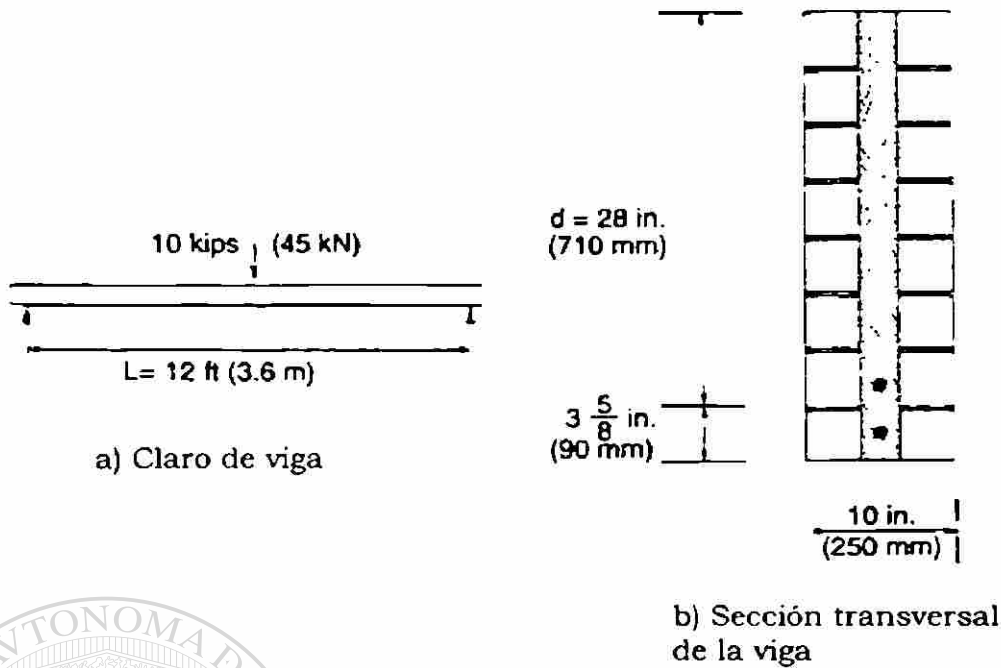


Fig. 3.15 Viga de mampostería de ladrillo del ejemplo 3.1.

Solución A:

A.1 Determinación del peso de la viga

$$w_o = [(2,000)(3.6)(0.18)(0.80) + (2,400)(0.80)(0.066)(3.6)]/3.60 = 414.72 \text{ kg/m}$$

$$= 4.05 \text{ kN/m} = \underline{4,050 \text{ N/m}} \text{ (277 lb/pie)}$$

A.2 Momento al centro del claro

$$M = \frac{Pl}{4} + \frac{w_o l^2}{8} = \frac{45(3.6)}{4} + \frac{4.05(3.6)^2}{8} = \underline{47.06 \text{ kN-m}} \text{ (34.70 klb-pie)}$$

A.3 Para determinar un área de acero aproximada, propone un valor de $j = 0.90$, y posteriormente se revisará. (El valor de j no varía mucho

en vigas de mampostería reforzada). Considerando que el esfuerzo de tensión controla el diseño.

$$(3.13) \quad M = Tjd = A_s f_s jd$$

$$A_s = \frac{M}{f_s jd} = \frac{47.061}{(138,000)(0.90)(.71)} = 0.000533 \text{ m}^4 = \underline{5.33 \text{ cm}^2} \text{ (0.82 pulg}^2\text{)}$$

Se proponen inicialmente 2 varillas No. 6, $A_s = 2(2.84 \text{ cm}^2) = \underline{5.68 \text{ cm}^2} \text{ (0.88 pulg}^2\text{)}$, y se revisaran los esfuerzos en la sección.

A.4 Empleado las ecuaciones antes descritas

$$(3.6) \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.68}{(25)(71)} = \underline{0.0032}$$

$$(3.1) \quad n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{200,100}{750(3,000)(0.0069)} = \underline{12.90}$$

$$(3.10) \quad k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho = \sqrt{2(12.90)(0.0032) + (0.04)^2} - 0.0418$$

$$k = \underline{0.2442}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.244}{3} = \underline{0.92} \text{ (muy cercano al valor de 0.90 propuesto$$

inicialmente).

$$(3.11) \quad M = \frac{1}{2} f_m k j b d^2$$

$$f_m = \frac{2M}{k j b d^2} = \frac{2(47.061)}{0.92(0.2442)(0.25)(0.71)^2} = 3,369 \text{ kN/m}^2$$

$$= \underline{3.369 \text{ MPa}} \text{ (488 lb/pulg}^2\text{)}$$

Debido a que f_m resulta menor que el esfuerzo permisible de compresión por flexión, $F_b = \frac{1}{3} f'_m = 6.9 \text{ MPa } (1,000 \text{ lb/pulg}^2)$, el diseño es satisfactorio para la mampostería.

$$(3.14) \quad f_s \frac{M}{\rho_j b d^2} = \frac{47.061}{0.0032(0.92)(0.25)(0.71)^2} = 126,843 \text{ kN/m}^2$$

$$= \underline{126.84 \text{ MPa } (18,382 \text{ lb/pulg}^2)} < \underline{138 \text{ MPa } (20,000 \text{ lb/pulg}^2)}, \text{ también cumple satisfactoriamente con el esfuerzo permisible en el acero.}$$

A.5 Considerando el porcentaje de acero mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.55}{f_y} = \frac{0.55}{280} = \underline{0.001964}$$

Debido a que $\rho > \rho_{\min}$, las dos varillas No. 6 propuestas inicialmente son adecuadas.

Solución B:

B.1 De acuerdo a las ecuaciones antes descritas, la resistencia última a flexión se determinará a partir de la expresión:

$$(3.29) \quad M_u = \phi T \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$(3.24) \quad \beta_1 c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_m b} = \frac{(5.68)(0.0001)(280)}{0.85(20.7)(0.25)} = 0.0361 \text{ m}$$

$$= \underline{3.61 \text{ cm } (1.42 \text{ pulg})}$$

$$(3.20) \quad T = A_v f_v$$

$$M_u = (0.80)(5.68)(280)(0.0001) \left(0.71 - \frac{0.0361}{2} \right) = 0.088 \text{ MN-m}$$

$$= \underline{88.03 \text{ kN-m (64.91 klb-pie)}}$$

B.2 EL factor de seguridad se definió como la razón entre última resistencia y momento aplicado, de modo que

$$= \frac{88.03}{47.061} = \underline{1.87}$$

Comparando ρ_{exist} con $0.50\rho_b$, se tiene

$$(3.30) \quad \rho_b = (0.85)(0.85) \left(\frac{20.7}{280} \right) \left(\frac{0.003}{0.003 + 280/200,100} \right) = \underline{0.03642}$$

B.3 Debido a que ρ_{exist} , resultó menor que ρ_b , la viga esta sub-reforzada por lo que tendrá un comportamiento dúctil, siempre deseable. DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Solución C:

C.1 En el diseño por esfuerzos de trabajo, el cortante máximo V a una distancia $d/2$ desde el paño del apoyo se determina mediante la expresión:

$$V = \frac{45}{2} + 4.05 \left(\frac{3.6}{2} - \frac{0.71}{2} \right) = \underline{28.35 \text{ kN}} \text{ (6.37 klb)}$$

El esfuerzo cortante está dado por la siguiente expresión:

$$(3.32) \quad f_v = \frac{V}{bjd} = \frac{28.5}{0.25(0.875)(0.71)} = 183.50 \text{ kN/m}^2$$

$$= \underline{0.18 \text{ MPa}} \text{ (26.59 lb/pulg}^2\text{)}$$

C.2 Empleando los Reglamentos de diseño *ACI 318/ASCE 5/TMS 402* el esfuerzo cortante permisible en la mampostería es el que resulte menor entre $\sqrt{f'_m}$ y 0.35 MPa, en este caso $\sqrt{f'_m} = 4.54 \text{ MPa} > 0.35 \text{ MPa}$. El esfuerzo permisible a cortante $F_v = \underline{0.35 \text{ MPa}} \text{ (50.70 lb/pulg}^2\text{)} > \underline{0.18 \text{ MPa}} \text{ (26.08 lb/pulg}^2\text{)}$, por lo que no requiere refuerzo por cortante.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

Solución D:

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

D.1 Considerando un esfuerzo de adherencia permisible de 1.1 MPa (160 lb/pulg²).

Para las varillas No. 6, $\sum o_s = \pi (1.905) = \underline{5.98}$

$jd = 0.92(71) = \underline{65.32 \text{ cm}} \text{ (25.71 pulg)}$

D.2 El esfuerzo de aplastamiento por flexión de las dos varillas es

$$u = \frac{V}{\sum_o jd} = \frac{28.5(1,000)}{2(5.98)(65.32)(0.01)}$$

$$= \underline{0.003648 \text{ MPa}} \text{ (} \underline{0.52 \text{ lb/pulg}^2} \text{)} < \underline{1.1 \text{ MPa}} \text{ (} \underline{160 \text{ lb/pulg}^2} \text{)}$$

D.3 La longitud de desarrollo requerida es determinada mediante la expresión:

$$l_d = \frac{f_y d_b}{4u} = \frac{121.2(0.019)}{4(1.1)} = 0.523 \text{ m} = \underline{52.33 \text{ cm}} \text{ (} \underline{20.60 \text{ pulg}} \text{)}$$

D.4 La longitud de desarrollo que la viga provee esta dada por

$$l_d = \frac{\text{claro}}{2} = \frac{360}{2} = 180 \text{ cm (} \underline{70.86 \text{ pulg}} \text{)} > \text{ que } l_d \text{ requerida, lo cual es}$$

satisfactorio.

Con respecto al ejemplo anterior, se puede concluir que si se obtiene ρ_b (0.03642) a partir de las expresiones de última resistencia, el valor resulta muy superior en comparación al valor ρ_b (0.009802) que se obtiene en el análisis por esfuerzos de trabajo, lo cual en términos de ductilidad resulta muy poco conveniente emplear el primero. El factor de seguridad de carga de 1.87 resultó ser superior a los mínimos de 1.4 y 1.7 ó 1.5 (comunmente empleados) para la combinación de carga muerta y viva respectivamente. Además de cumplir con el esfuerzo permisible de aplastamiento, no se requirió de refuerzo por cortante (estribos) ya que para la condición de carga mostrada no se sobrepasó el esfuerzo cortante permisible de la mampostería; así mismo, se cumplen los mínimos requisitos que especifican los reglamentos para la longitud de desarrollo.

CAPÍTULO 4

FLEXIÓN EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

4.1 Introducción.

La mayoría de los muros de mampostería pueden estar sujetos a cargas laterales en dirección normal a las caras del muro, causándoles flexión fuera de su plano. Las cargas pueden ser permanentes, como la ejercida por la presión de tierra contra un muro de contención o de sótano, o bien, pueden ser el resultado de las cargas accidentales de viento o sismo.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

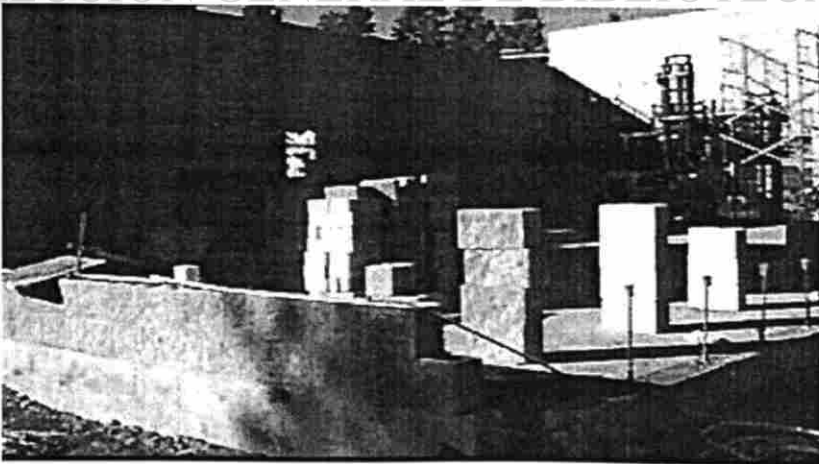


Fig. 4.1 Construcción de un muro de mampostería sujeto a flexión.

En las antiguas construcciones con mampostería, donde las unidades de mampostería regularmente no se unían entre sí con morteros, los muros eran suficientemente robustos, de forma que los esfuerzos de flexión debidos a las cargas laterales eran mucho menores que los esfuerzos de compresión, que provocaba el peso propio o las cargas gravitacionales.

A través de la historia, el uso de la mampostería en un muro exterior ha cambiado; en la actualidad, se emplean muros que sólo son requeridos para soportar muy poca carga vertical axial (usualmente su peso propio) más una presión lateral de viento o fuerzas debidas a los sismos. En este sentido, a pesar de que las reglas sencillas y empíricas que se establecieron en la antigüedad para el diseño y construcción de muros de mampostería incorporaron grandes márgenes de seguridad que cubrían un amplio rango de aplicaciones, se requiere de análisis más racionales, con el fin de obtener diseños más eficientes.

4.2 Mecanismos de resistencia de carga para muros de mampostería.

Los muros de mampostería no reforzada dependen principalmente de la resistencia a la tensión de la mampostería, además de las fuerzas de compresión, actuando en su plano para resistir las cargas laterales. Los

muros de mampostería en edificios de poca altura son un ejemplo de ello. Una fuerza de compresión, en el plano del muro, puede tener una influencia importante e incluso el peso propio del muro puede lograr incrementar significativamente la resistencia a la flexión, en un edificio de un solo nivel.

Hasta hace muy poco, las propiedades del material y el comportamiento a flexión de la mampostería no estaban suficientemente entendidas como para permitir el desarrollo de reglas racionales de diseño más adecuadas, ya que se podía observar que algunos muros agrietados eran aún capaces de resistir carga lateral. Los requerimientos internacionales de diseño para muros sometidos a flexión fueron publicados en varios reglamentos y se puede observar que éstos difieren en el valor de esfuerzo de tensión especificado para diseño y en los métodos analíticos.

Se presentan a continuación los tipos básicos del comportamiento y forma de análisis.

4.2.1 Resistencia a tensión por flexión.

Los muros que se consideran simplemente apoyados en la dirección vertical, deberán resistir la carga lateral, mediante la acción de flexión. Si despreciamos la resistencia a la tensión, la capacidad por

flexión está directamente relacionada con la compresión axial y, como se muestra en la Fig. 4.2(a), la capacidad de momento es:

$$M = f_a S \tag{4.1}$$

Donde

f_a = esfuerzo axial de compresión (P/A_n).

A_n = área efectiva de la cama de mortero.

S = módulo de sección para la flexión fuera del plano.

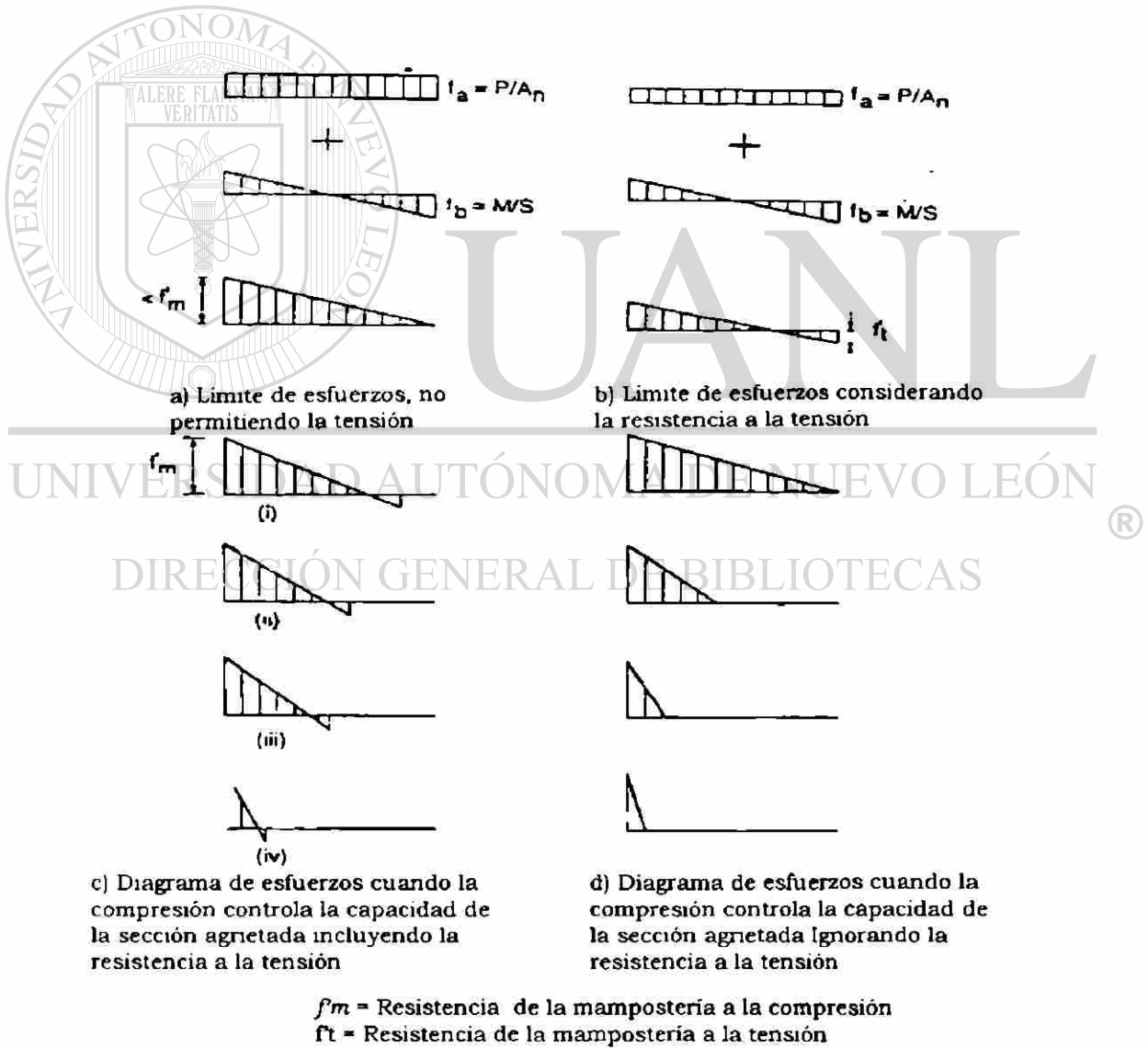


Fig. 4.2 Comportamiento por flexión, de secciones sin refuerzo (Material elástico-lineal).

Si observamos la Fig. 4.3, la línea A representa la relación entre la capacidad de flexión y la compresión axial, despreciando la resistencia a al tensión. Para un nivel específico de carga axial (punto a), la aplicación de la carga lateral incrementa el momento hasta que el eje neutro está en la cara en tensión. En este punto (punto b), la relación entre el momento y la carga se describe mediante la excentricidad:

$$e = \frac{M}{P} \quad (4.2)$$

Y queda definida como el eje neutro

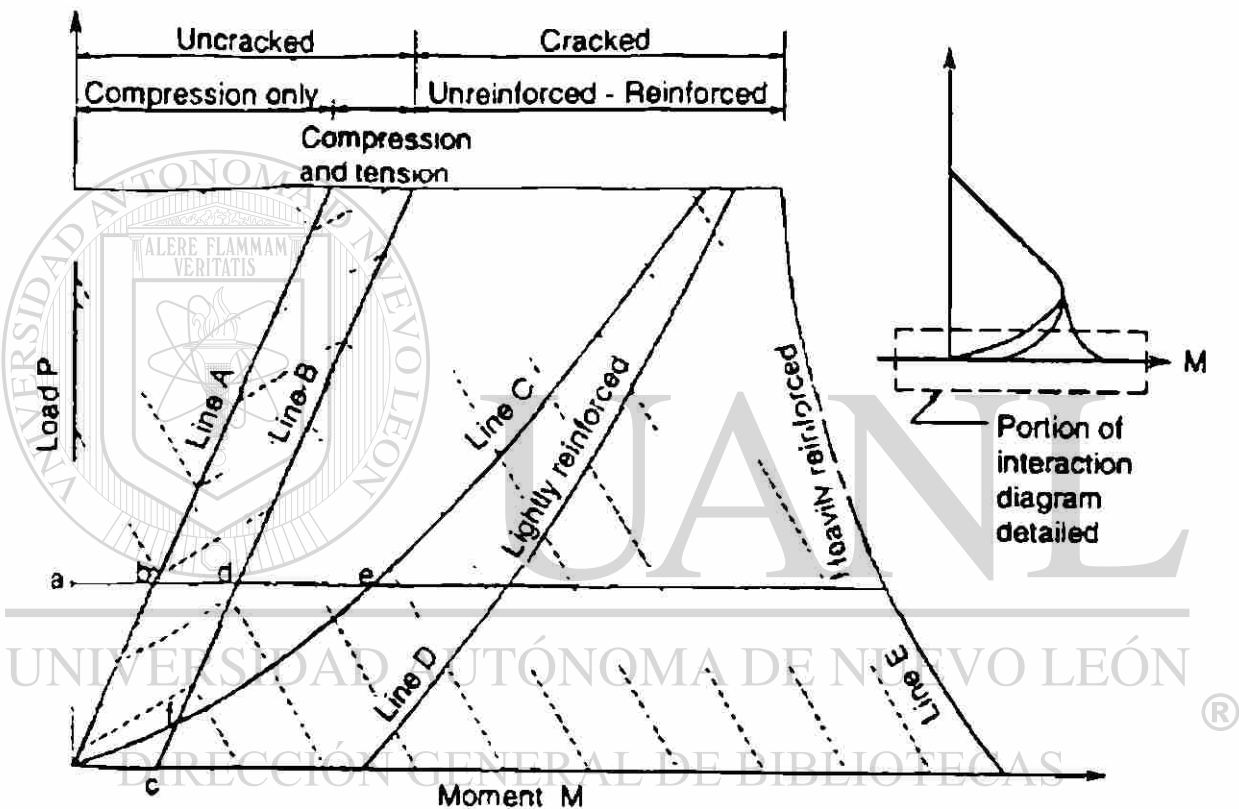
$$e_x = \frac{S}{A_n} \quad (4.3)$$

Al incluir la resistencia de la mampostería a la tensión, en los cálculos de la capacidad de momento, se tiene como resultado la distribución de esfuerzos mostrada en la Fig. 4.2(b), donde la capacidad de momento esta dada por:

$$M = (f_o + f'_t) S \quad (4.4)$$

Donde f'_t es la resistencia de tensión por flexión.

Para los casos donde no exista compresión axial, la capacidad de momento está representada por el punto *c* en la Fig. 4.3. Cuando se añade compresión axial, la línea *B* representa la capacidad de momento (considerando resistencia a la tensión) y, para una carga axial específica *a*, la capacidad de momento queda definida por el punto *d*.



Ref: *Masonry Structures, Behavior and Design*

Fig. 4.3 Interacción de carga axial y momento para valores bajos de carga axial.

4.2.2 Resistencia a flexión por compresión.

Cuando el esfuerzo de tensión alcanza el límite de resistencia a tensión, esto usualmente se define como la capacidad a la tensión, por

flexión. De cualquier modo, si se permite el agrietamiento, se puede aplicar una carga lateral adicional, y la resistencia a momento será proporcionada por la resultante de la fuerza de compresión interna C aplicada en la cara en compresión, a una distancia e desde el centroide, de modo que el par Ce balancea el momento flector M . (Para secciones sin refuerzo, $C = P$).

La capacidad está controlada por la resistencia a la compresión, y en este caso se denomina capacidad de flexión por compresión. Para diferentes magnitudes de carga axial, la cantidad de momento que se puede resistir depende de la resistencia de compresión. Esto se muestra en la Fig. 4.2(c), donde para los casos del (i) al (iv), la disminución de la carga axial P corresponde al incremento de la excentricidad cerca del límite de excentricidad de $t/2$. La capacidad de momento disminuye para valores bajos de carga axial. Cuando se permite el agrietamiento, la pequeña zona que permanece en tensión por lo general se desprecia debido a que no contribuye en mucho a la capacidad de flexión por compresión. El comportamiento, despreciando el esfuerzo de tensión, es el que se muestra en la Fig. 4.2(d).

La capacidad de momento (despreciando la resistencia a la tensión) se representa mediante la línea C en la Fig. 4.3, y para la carga axial α , la capacidad de momento se indica por el punto e . Si se incluye el

esfuerzo de tensión, la relación de interacción comienza en el punto *c*, y como la carga axial se incrementa, ésta sigue la línea *B*, hasta el punto *f*; después del cual, la capacidad de momento sigue la línea *C*.

4.2.3 Capacidad a flexión en secciones reforzadas.

Para completar las opciones de capacidad de flexión mostradas en la Fig. 4.3, la diagrama de interacción para secciones con refuerzo parcial es representado por la línea *D*, donde, al añadir carga axial de compresión, se incrementa la capacidad de momento, permitiendo que la tensión controle la falla. Alternativamente, la línea *E* representa el caso de secciones altamente reforzadas. En este caso, la compresión controla la capacidad, la cual disminuye al añadir carga axial.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
4.2.4 Resistencia a carga lateral a través del anclaje. ®
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Cuando un muro está construido entre soportes que restringen el movimiento hacia cualquier parte del muro en su plano, las fuerzas de compresión son inducidas por la flexión del muro. Estas fuerzas de compresión en el plano pueden permitir el agrietamiento, después del agrietamiento, se puede producir una acción de arco, que en la mayoría de los casos incrementa varias veces la capacidad del muro en flexión pura. La existencia de este mecanismo de resistencia de carga ha sido la

responsable del diseño de muros de mampostería mediante reglas empíricas, permitiendo al muro resistir las cargas laterales más allá de las predecibles en los cálculos de flexión.

4.3 Muros de mampostería reforzada sometidos a flexión.

4.3.1 Antecedentes.

Además de incrementar la capacidad a flexión, el refuerzo puede ser incluido para soportar la tensión y las fuerzas cortantes, proveer ductilidad y características de absorción de energía en áreas sísmicas. El refuerzo mínimo también se utiliza para controlar el agrietamiento debido a los movimientos de temperatura y contracción.

Los muros de mampostería reforzados se diseñan para resistir las cargas laterales; por lo general, se construyen de unidades de mampostería con celdas huecas, y son precisamente en estas celdas donde se coloca el acero de refuerzo y posteriormente se rellena con concreto o mortero. También se construyen con unidades sólidas, con orificios, o bien, se coloca acero de refuerzo y posteriormente se rellena con concreto, entre la cavidad de dos muros simples. En cualquiera de los casos anteriores, el refuerzo normalmente está localizado en el centro del muro. Debido a esto, es muy difícil proporcionar un refuerzo lateral efectivo (estribos), o incluir refuerzo por corte, debido al cortante

fuera del plano. Consecuentemente, no se considera el refuerzo en compresión, y el muro debe ser diseñado de forma que no se requieran estribos por cortante. En este sentido, por lo general se reducen los límites de esbeltez.

4.3.2 Comportamiento de la flexión vertical en una dirección.

Los muros de mampostería reforzada normalmente se diseñan considerando el claro vertical entre soportes superior e inferior, esto se debe a dos factores; por lo general éste es el claro más corto, y es más común que el acero de refuerzo se incorpore en la dirección vertical, que en la dirección horizontal.

Algunos programas de pruebas que se realizaron en muros de mampostería construidos en carrera continua, indican que el acero de refuerzo contribuye significativamente a incrementar la capacidad de soportar carga lateral. Se pudo observar que el muro continuó soportando carga después de haberse agrietado hasta que el acero de refuerzo alcanzó la fluencia. Estos muros también presentaron un modo deseable de falla dúctil. Los muros que se construyen de forma apilada aparentemente no permiten la fluencia del acero de refuerzo, antes de la falla.

Como una parte del programa conjunto de pruebas en edificios de mampostería, llevado a cabo entre los Estados Unidos y Japón, el programa investigó el comportamiento de muros de mampostería de concreto reforzados (Fig. 4.4) sujetos a un ciclo de cargas fuera del plano. El modo común de falla consistió en una gran abertura de la grieta entre las juntas de mortero sobre la cara en tensión, además del estallamiento seguido de la expulsión del mortero de la celda sobre la cara en compresión.

La forma de las curvas del diagrama carga-deformación, para los tableros de muro, está influenciada por el porcentaje de refuerzo vertical. Los incrementos en la capacidad corresponden a incrementos en el acero de refuerzo. El esfuerzo máximo disminuye con el incremento del porcentaje de refuerzo, indicando con ello algunas pérdidas de ductilidad.

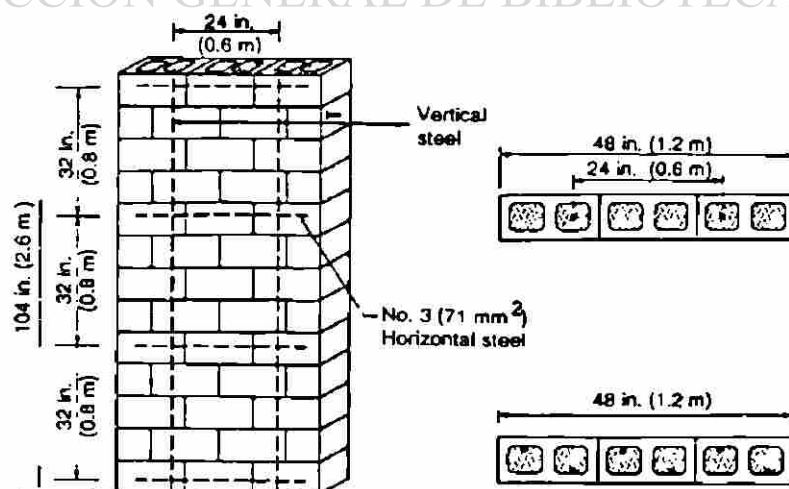


Fig. 4.4 Pruebas en muros de mampostería reforzada soportados verticalmente.

La razón de desplazamiento dúctil, medida desde el desplazamiento de la carga última, hasta el instante en que ocurre el desplazamiento de cedencia del acero vertical, varían en un intervalo desde 1.79, para un muro con 0.44% del acero vertical, hasta 29.4 para un muro con 0.15% del acero vertical. Se determinó que, para porcentajes de acero menores o iguales que 0.2% y refuerzo localizado al centro del muro, resultan en niveles de ductilidad mayores que 4, los cuales se aceptan como adecuados para absorber la energía en áreas sísmicas.

4.3.3 Comportamiento de la flexión horizontal en una dirección.

Los muros de mampostería pueden considerarse soportados en su claro horizontal entre pilastras, muros transversales en edificios de mampostería o columnas en edificios de concreto o acero. El refuerzo horizontal puede suministrarse por medio de varillas de acero de refuerzo, embebidas en cerramientos y/o a través de refuerzo entre las juntas. Numerosos estudios han demostrado que el refuerzo entre las juntas puede ser utilizado como el acero principal, que proporcione resistencia a la flexión contra las cargas laterales del muro. Los especímenes mostrados en la Fig. 4.4 fueron probados mediante un ciclo de cargas en la dirección vertical, en dos líneas de carga.

El modo común de falla se describe mediante la elongación del refuerzo entre las juntas, resultando en grietas anchas verticales a través de las caras de unidades cabezales de mampostería y las celdas de block. No se presenta el aplastamiento en la cara de la celda que está en la zona de compresión. Los muros que contienen refuerzo entre las juntas, en cada hilera, tienen un patrón más extenso de desarrollo de grietas, en comparación con los muros con juntas de refuerzo en cualquiera de las otras carreras. Al añadir mortero en todas las celdas de las unidades huecas de mampostería se reduce el número de grietas. En un muro construido de forma apilada, las grietas inicialmente ocurren en la continuidad de las juntas de refuerzo vertical. El mortero incrementa la resistencia de los muros a la flexión.

La interpolación de estos resultados de pruebas indica que, al colocar acero de refuerzo entre las juntas, alrededor del 0.2%, se podría incrementar la resistencia por flexión, alrededor del 100%. Al colocar mortero de manera parcial, en las juntas donde se coloca el refuerzo, se observa que los muros incrementan su carga última en un 21% sobre la carga última de las secciones de muro sin mortero, y al colocar mortero en todas las celdas huecas de la mampostería se incrementa la capacidad última en un 54%.

4.3.4 Comportamiento por flexión, en dos direcciones.

Por las condiciones de apoyo de los muros, éstos normalmente resultan con flexión vertical y horizontal. La flexión se distribuye en las dos direcciones, en función de la relación de aspecto y condiciones de frontera. Debido a que la mampostería no es un material isótropo, la resistencia y la rigidez por flexión de un muro son diferentes, en las dos direcciones. Para muros rellenos con mortero en todas las celdas de las unidades de mampostería, éste se vuelve más isótropo, debido a la continuidad que proporciona el relleno de mortero en todas las celdas. Al añadir una pequeña cantidad de refuerzo, se observa un incremento significativo de carga última; por lo anterior, se puede concluir que la carga última puede estimarse entre el 20% más, usando la teoría de la línea de sedencia.

4.4 Análisis y diseño de muros de mampostería reforzada sometidos a flexión.

4.4.1 Diseño de flexión vertical.

El comportamiento elástico de los muros de mampostería reforzados, sometidos a flexión en una dirección, ha sido modelado usando procedimientos desarrollados para el diseño por esfuerzos de trabajo de elementos de concreto reforzado.

En general, los muros de mampostería están parcialmente reforzados, y se espera un comportamiento dúctil en la flexión fuera del plano. En este sentido, se identifican cuatro estados que definen su comportamiento, ver Fig. 4.5.

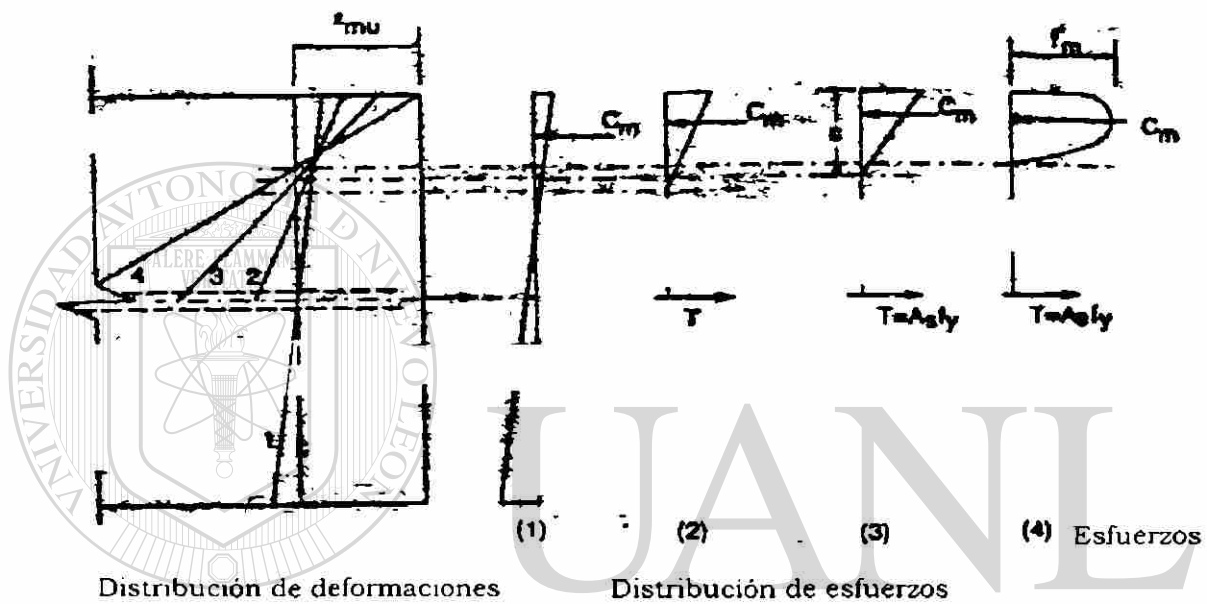


Fig. 4.5 Análisis de muros de mampostería sujetos a flexión. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

4.4.1.1 Estado 1.

En este caso, se considera que todos los materiales son elásticos y no aparecen grietas. El análisis se basa en las propiedades de la sección neta de una sección sin agrietar, y puede ignorarse la contribución mínima del acero de refuerzo. En este estado, el esfuerzo de tensión máximo, en la mampostería, es menor que el módulo de ruptura de la misma.

4.4.1.2 Estado 2.

En este caso, se considera que todos los materiales son elásticos y que la mampostería presenta agrietamientos y en la región agrietada, se consideran las propiedades de la sección transformada, ignorando la contribución de la mampostería en tensión. La sección puede resultar como rectangular o viga T, dependiendo de la localización del eje neutro, y del tipo de sección de mampostería (sólida, con celdas huecas, o parcialmente mortereada). Para el caso de refuerzo parcial, el eje neutro está normalmente localizado dentro de la cara de la celda de las unidades de mampostería con mortero. Dicho estado se convierte en un estado límite de servicio, cuando la deflexión del muro se compara con la deflexión permisible. Para realizar los cálculos de la deflexión, el Reglamento *UBC*, especifica la siguiente fórmula, para predecir la deflexión, a media altura, de un muro de mampostería reforzada sometido a flexión y considerándolo simplemente apoyado en sus extremos, superior e inferior, respectivamente.

$$\Delta = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_mI_g} + \frac{5(M_s - M_{cr})h^2}{48E_mI_{cr}} \quad (4.5)$$

Donde

h = altura del muro.

M_s = momento de servicio a media altura del muro.

I_g, I_{cr} = momentos de inercia gruesa y agrietada, para la sección transversal del muro respectivamente.

M_{cr} = momento de resistencia al agrietamiento de un muro de mampostería.

El Reglamento *UBC*, especifica un valor de deflexión máxima, si actúan cargas de servicio de $0.007h$. Se conoce la ecuación, y es válida para valores de M_s mayores que el momento de agrietamiento y menores que la resistencia nominal de flexión de un muro. El momento de agrietamiento puede calcularse mediante la siguiente expresión:


$$M_{cr} = S f_r \quad (4.6)$$

Donde

S = módulo de sección considerando sección no agrietada, basada en el área neta.

f_r = módulo de ruptura de la mampostería.

El método del Reglamento *UBC* tiende a subestimar la deflexión de los muros parcialmente reforzados. De esta forma, se propone la siguiente expresión como un método más adecuado para predecir la deflexión de un muro sujeto a un momento de servicio M_s .

$$\Delta_s = \Delta_{cr}(1 - \alpha) \quad (4.7)$$

Donde

$$\alpha = \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 \left(1 + \frac{I_{cr}}{I_k} \right) \left(2 - \frac{M_{cr}}{M_s} \right) \quad (4.8)$$

4.4.1.3 Estado 3.

En este caso se considera que el acero fluye y la mampostería es elástica. El análisis de la sección agrietada puede realizarse considerando una distribución lineal de esfuerzos, en la zona en compresión, de modo que

$$M = A_s f_y \left(d - \frac{c}{3} \right) \quad (4.9)$$

Donde c es la profundidad del eje neutro. Cuando el momento se incrementa, la profundidad del eje neutro disminuye, ver Fig. 4.5.

4.4.1.4 Estado 4.

Este caso considera que el acero fluye y la mampostería es inelástica. Aquí se representa un estado límite de resistencia (Fig. 4.5). Un enfoque de resistencia utilizando el método del bloque de esfuerzos descrito por *Whitney* para el concreto reforzado es válido y ligeramente conservador, para muros de mampostería con todas sus celdas morteradas

soportados en lo vertical u horizontal y con valores de resistencia de compresión en la mampostería, menores que 3000 lb/pulg^2 (20MPa). El Reglamento *UBC* adoptó un enfoque de resistencia similar al del Reglamento *ACI 318*, que establece un método para el concreto reforzado, considerando un valor máximo de resistencia en la fibra extrema en compresión de 0.003. La capacidad de momento es entonces

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.10)$$

Donde

A_s = área de acero.

f_y = resistencia a la fluencia del acero.

d = profundidad del acero = $\frac{1}{2}$ del espesor del muro para el caso de refuerzo concéntrico.

a = profundidad del bloque en compresión $A_s f_y / (0.85 f'_m b)$.

b = ancho de la zona en compresión.

4.4.2 Diseño por flexión horizontal.

En algunos casos es eficiente que la mampostería se considere apoyada en la dirección horizontal, entre soportes verticales. Estas unidades especiales normalmente forman los llamados cerramientos. El diseño para flexión horizontal sigue los mismos principios que para

flexión vertical, excepto que no son tomados en cuenta los efectos del peso propio y otras cargas verticales.

4.4.3 Diseño por flexión, en las dos direcciones.

Los muros de mampostería reforzada que se consideran apoyados en tres o cuatro lados, se comportan como muros no reforzados, hasta que las grietas penetran el interior de los muros, hasta donde se encuentra el acero. La resistencia de flexión en las dos direcciones ortogonales son relativas, respecto a la cantidad de acero de refuerzo en esa dirección.

Los muros pueden diseñarse mediante los métodos por esfuerzos permisibles, usando el análisis de placas elásticas, para determinar los momentos vertical y horizontal o por última resistencia, utilizando el enfoque de la línea de influencia o cedencia. Alternativamente, puede emplearse el diseño por método de franja, en el cual la capacidad última es la suma de las capacidades de una franja soportada en dirección vertical y otra franja soportada horizontalmente.

De acuerdo con el método por franjas, la determinación de la carga lateral viene dada por la siguiente expresión:

$$p_u = p_{uv} + p_{uh}$$

$$p_u = \frac{8M_v}{H^2} + \frac{8M_h}{L^2} \quad (4.11)$$

4.4.4 Muros con aberturas.

Se presentan comúnmente por la división de tableros de muro, dentro de franjas que se apoyan, ya sea vertical o horizontalmente, alrededor de los huecos y luego son reforzadas en función de su arreglo. Una buena práctica es la de colocar acero de refuerzo a lo largo de cada borde del hueco.

4.4.5 Muros de cavidad y fachada reforzados.

Generalmente, en muros de fachada o cavidad, solamente uno de los muros está reforzado para resistir toda la carga lateral. En estos casos, el acero de refuerzo se diseña para el muro simple. Si los dos muros simples de un muro de cavidad están reforzados, cada muro deberá estar diseñado como un muro simple, y resistir una proporción de la carga total aplicada sobre él. La capacidad total de carga puede

determinarse por la sumatoria de las capacidades individuales de los muros.

4.4.6 Muros parcialmente reforzados.

Los muros parcialmente reforzados describen la situación que se presenta cuando algunas partes del muro están reforzadas mientras otras no lo están. En este caso, el muro puede ser considerado dividido en franjas de mampostería reforzada, con franjas de mampostería sin refuerzo entre ellas. Los muros parcialmente reforzados pueden no satisfacer los requerimientos mínimos de refuerzo o máximo límite de separación, especificados en algunos reglamentos de mampostería.

Un caso común es un muro de unidades de mampostería con celdas huecas, apoyado en la dirección vertical. Si el espaciamiento máximo del refuerzo es seis veces el espesor del muro ($6t$), se considera reforzamiento completo, debido a que toda la cara en compresión se considera efectiva. De otra forma, si el refuerzo está espaciado a una mayor distancia, digamos, $12t$, entonces el muro se considera dividido en franjas reforzadas de ancho igual a $6t$, con franjas de muro sin refuerzo entre ellas, como se muestra en la Fig. 4.6(b). Las franjas con refuerzo son diseñadas para soportar la totalidad de la carga, y las franjas sin refuerzo deberán ser capaces de cubrir el claro horizontal de

12t entre las celdas reforzadas, sin sufrir daño alguno. Se estableció un límite de espaciamiento del refuerzo de 2.4 metros.

Los mismos principios pueden aplicarse para los muros apoyados horizontalmente y con refuerzo parcial, mediante hileras de cerramientos y los tableros de muro que consideran flexión en las dos direcciones (refuerzo vertical y horizontal).

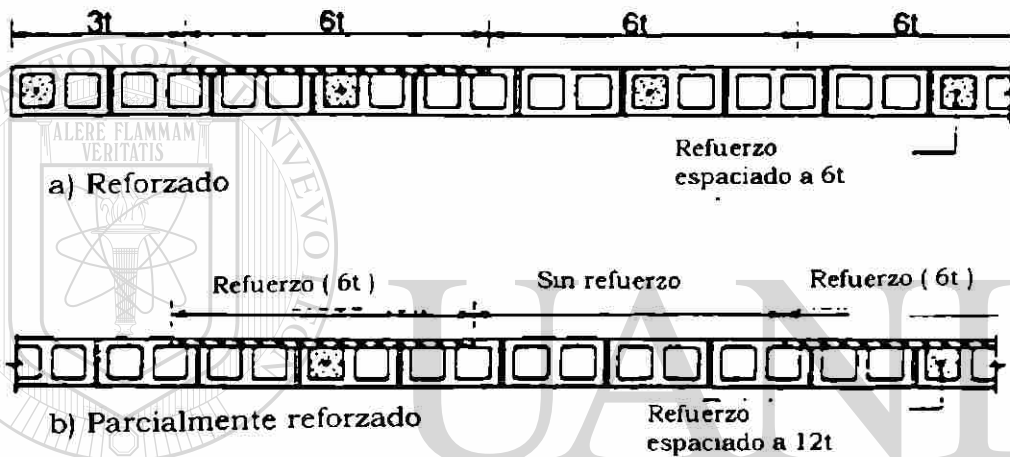


Fig. 4.6 Tipos de reforzamiento de muros de mampostería.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Las pilastras reforzadas que soportan muros de mampostería sin refuerzo son un ejemplo de muros de mampostería parcialmente reforzada, como se definió anteriormente.

4.4.7 Diseño por cortante.

El cortante calculado no debe rebasar el esfuerzo cortante permitido que especifican algunos reglamentos, para diseño por esfuerzos de

trabajo. En caso de exceder los esfuerzos permisibles, se deberá incrementar el espesor del muro o la resistencia a compresión, debido a que el refuerzo por cortante es muy difícil de proporcionar en los muros sometidos a flexión.

4.4.8 Anclaje del refuerzo.

La tensión calculada en el acero de refuerzo debe desarrollarse hacia cada lado de la sección, mediante una adecuada longitud de anclaje, un gancho, un artificio mecánico o la combinación de éstos.

Las pruebas experimentales en prismas muestran que las varillas No.4 y No.7, embebidas en celdas con mortero, en unidades de mampostería de concreto, presentan una falla por corte longitudinal.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/ TMS 402*, limitan el diámetro del acero de refuerzo, al menos a la mitad de la menor dimensión libre de la celda de mampostería en la cuál es colocado, limitando así la falla por corte longitudinal.

4.5 Efecto de la contracción por secado y flujo plástico del concreto en la mampostería.

Una característica de todo concreto elaborado con cemento portland, y los bloques de concreto no son la excepción, es la de reducir su volumen con la pérdida de humedad o temperatura. Estas reducciones en volumen ocasionan grietas por contracción, cuando los bloques están impedidos de todo movimiento.

Debe hacerse una distinción clara entre las grietas por contracción debidas a un mal diseño y aquéllas ocasionadas por la naturaleza del material. El agrietamiento está relacionado con las propiedades de esfuerzo y rigidez del concreto, así como su tendencia a contraerse ocasionando esfuerzos de tensión, que tratan de evitar los cambios volumétricos debidos a variaciones en humedad o temperatura. Es de particular importancia el control de agrietamientos.

También deberá controlarse la cantidad de deformación unitaria que acompaña a un determinado esfuerzo. El concreto tiende a deformarse continuamente, en una razón decreciente, sujeto a carga constante. La relación esfuerzo-deformación unitaria es más pequeña cuando el concreto sostiene una carga por un largo período.

Las grietas se forman cuando los esfuerzos de tensión y generalmente, también los esfuerzos cortantes exceden el esfuerzo resistente de los bloques. Las maneras como se ha llegado a reducir al mínimo estos agrietamientos en muros de bloques de concreto, incluyen:

1. Mejorar su estabilidad dimensional.
2. Reducir las contracciones residuales, mediante el uso de unidades secas.
3. Controlar el ancho de las grietas por medio de refuerzo.
4. Incorporar detalles de diseño en los muros, que permitan a los bloques contraerse más libremente, sin ser sobre-esforzados. A estos detalles, principalmente, se les ha denominado juntas de control.

Las juntas de control no son otra cosa que un espacio vertical que se deja libre, logrando así una división de muros muy largos, en muros de pequeña longitud. Actualmente, las juntas de control se seleccionan arbitrariamente, con poca o ninguna base. Frecuentemente están muy separadas y las grietas se desarrollan entre las juntas. Para obtener un método más racional, hay que notar que los esfuerzos de tensión se distribuyen uniformemente a través de toda la sección de muro y después de que la grieta haya ocurrido, no hay esfuerzos residuales. Como se conocen las fuerzas actuantes en un muro, se puede determinar, mediante el concepto de equilibrio (ver Fig. 4.7), una

ecuación que determine la longitud en la cual comienza a ser crítico el esfuerzo de tensión

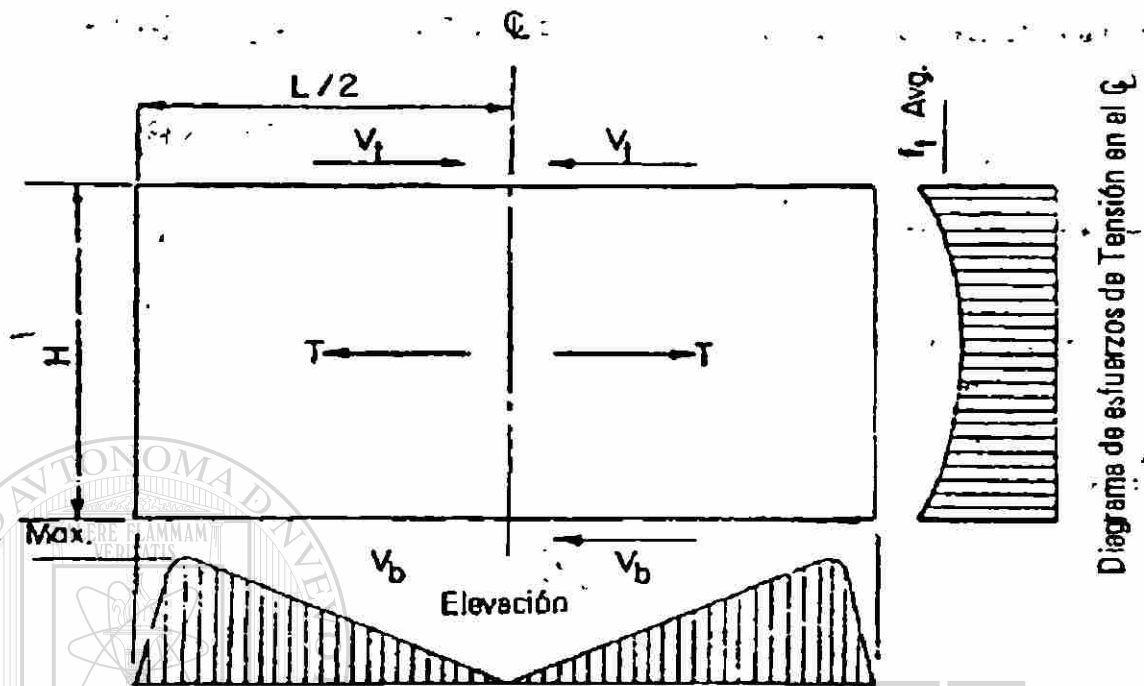


Diagrama de Cortante en el eje superior e inferior

Ref: Muros de bloques de concreto

Fig. 4.7 Diagrama de esfuerzos actuantes en muros.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

El agrietamiento ocurrirá cuando la longitud del muro exceda en :

$$L = 2 \left(\frac{f_t}{f_v} \right) \left(\frac{A_t}{A_v} \right) H \quad (4.12)$$

Donde

f_t = Esfuerzo de tensión promedio en el muro en kg/cm^2

f_v = Esfuerzo cortante máximo en la junta de mortero en kg/cm^2

A_t = Area efectiva del muro que resiste el esfuerzo de tensión por metro de altura del muro en m^2

A_v = Area efectiva de la junta que resiste el esfuerzo cortante, por unidad de longitud del muro en m^2

La ecuación obtenida por este método no es la única existente; ya que, como se mencionó en un principio, no se ha encontrado un análisis matemático real para este método.

Las juntas de control en los muros con poco refuerzo, según el Comité del ACI 530, deben estar localizadas en:

- Donde se presente un gran cambio en la altura del muro.
- Los cambios en el espesor del muro.
- La unión con columnas.
- En uno o ambos lados de las aberturas en los muros.
- En las intersecciones entre muros.

El máximo espaciamiento establecido para las juntas de control en muros parcialmente reforzados es de 18.0 m, y estará regido por la siguiente tabla:

Tabla 4.1 Espaciamiento de juntas de control de muros de mampostería de concreto parcialmente reforzados.

Espaciamiento vertical del refuerzo en juntas				
	Ninguno	60 cm entre centros	40 cm entre centros	20 cm entre centros
Máxima L/H	2	2.5	3	4
Máxima L	12.0 m	13.5 m	15.0 m	18.0 m

Ref: Muros de Bloques de Concreto

Los valores mostrados en la tabla se aplican para bloques con humedad controlada. En caso de no ser así, generalmente la separación de estas juntas no deberá exceder de 4.0 m.

Un cerramiento es una hilada en el muro, que comúnmente se construye con unidades especiales, en las que se coloca acero de refuerzo y se rellena con concreto o mortero. La cadena sirve como elemento estructural y como medio de control de agrietamientos. El refuerzo debe consistir al menos de dos varillas No. 4. Generalmente éstas son discontinuas en las juntas de control; y si se construyen continuas, se debe utilizar algo que cubra la trabe al cruzar la junta de control, ya que en esa zona se produciría un agrietamiento. El acero de refuerzo en las juntas de mortero se utiliza en los muros para incrementar la resistencia a tensión, como un medio de reducción de grietas. Este acero de refuerzo debe consistir al menos de dos alambres

No. 9. y su localización está indicada en la tabla anterior. Si existen cadenas de cerramiento con una separación de no más de 1.20 m, el refuerzo en las juntas no es necesario y puede omitirse; las juntas de control entonces podrán separarse hasta 18.0 m, si se cumplen los requisitos de humedad indicados.

4.6 Ejemplo de diseño.

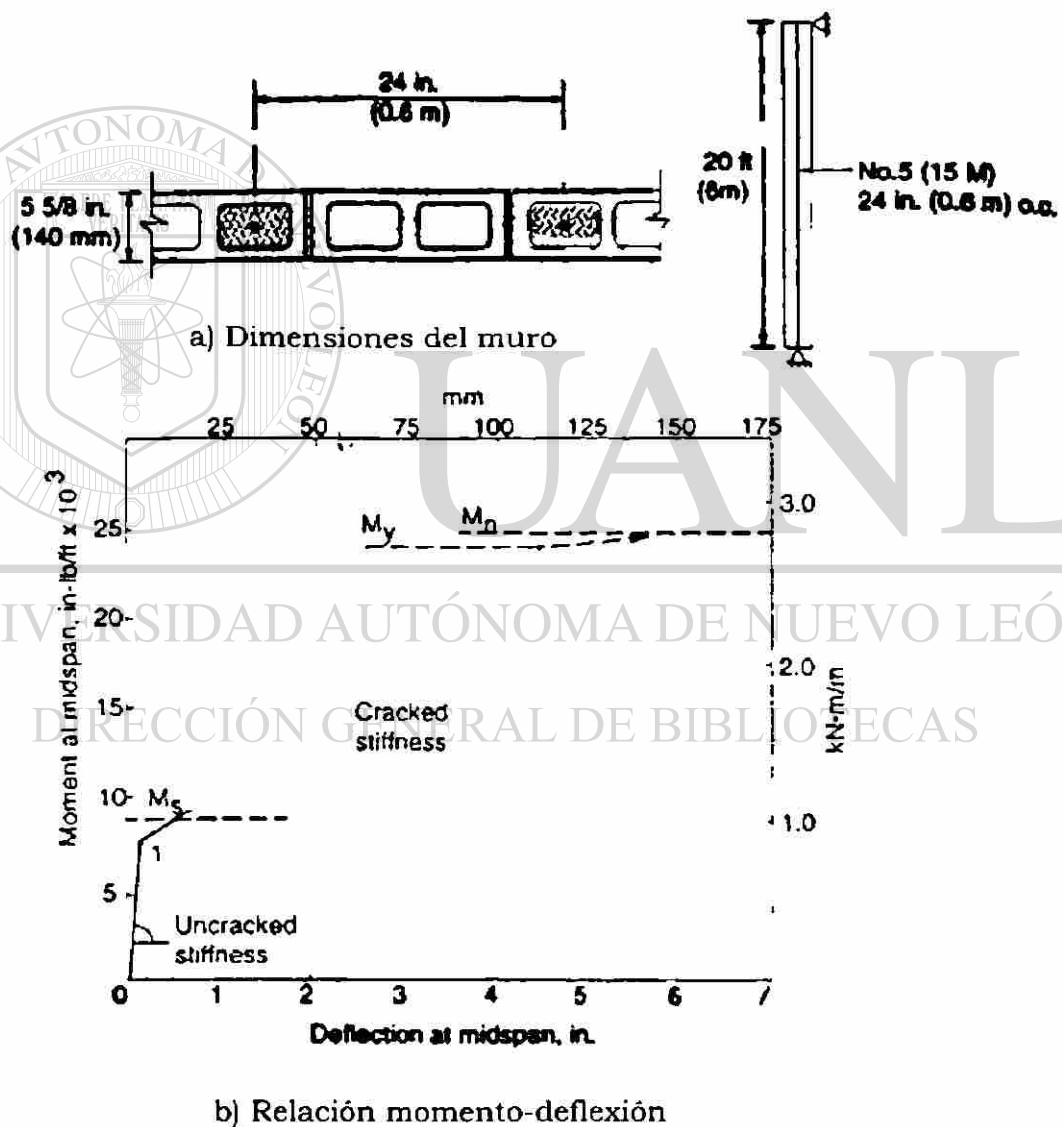
4.6.1 Muro de mampostería reforzada soportado verticalmente.

Ejemplo 4.1

Para un muro de mampostería de 6 m de altura (20 pies), 15 cm de espesor (6 pulg) y que está reforzado con varillas No 5 a cada 60 cm (24 pulg), ver Fig. 4.8, determinar el momento y la deflexión correspondientes:

- a) Al aparecer la primera grieta.
- b) Sujeto a carga de servicio.
- c) Al iniciar la cedencia y utilizando el diseño por esfuerzos permisibles.
- d) Utilizando diseño por última resistencia, como el indicado por el Reglamento *UBC*.

Considerar que hay relleno parcial en las celdas de la unidad de mampostería, $f'_m = 17.25 \text{ MPa}$ ($2,500 \text{ lb/pulg}^2$) y acero grado 60 (414 MPa). Graficar la relación de momento-deflexión a media altura del muro. Ignorar el peso propio del muro y considerar que el muro está simplemente soportado en sus bordes superior e inferior, respectivamente.



Ref: Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 4.8 Muro de mampostería reforzada simplemente apoyado.

Solución A:

A.1 Determinación de las propiedades del muro:

$$I_g = \frac{bt^3}{12} = \frac{(100)(15)^3}{12} = \underline{28,125 \text{ cm}^4} \text{ (675.70 pulg}^4\text{)}$$

$$S = \frac{I_g}{(t/2)} = \frac{28,125}{(15/2)} = \underline{3,750 \text{ cm}^3} \text{ (228.84 pulg}^3\text{)}$$

$$E_m = 750 f'_m = (750)(2,500) = (1,875,000 \text{ lb/pulg}^2) \underline{12,937 \text{ MPa}}$$

$$f_r = 0.21\sqrt{f'_m} = 0.21\sqrt{17.25} = \underline{0.87 \text{ MPa}} \text{ (126.40 lb/pulg}^2\text{)}$$

A.2 Aparece la primera grieta

$$(4.6) M_{cr} = S f_r$$

$$M_{cr} = S f_r = (3,750)(870,000)(0.000001) = 3,262.5 \text{ N-m}$$

$$= \underline{3.262 \text{ kN-m}} \text{ (2.40 klb-pie)}$$

Justo antes de que ocurra la primera grieta, la deflexión a media altura del muro está dada por:

$$\Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} = \frac{5(3.262)(1000)(6)^2}{48(12,937,500,000)(28,125)(0.00000001)} = 0.003361 \text{ m}$$

$$= \underline{0.336 \text{ cm}} \text{ (0.13 pulg)}$$

Solución B:

B.1 Carga permisible (Servicio)

$$F_b = 0.33f'_m = 0.33(17.25) = \underline{5.70 \text{ Mpa}} \text{ (826 lb/pulg}^2\text{)}$$

$$F_v = 0.40F_v = 0.40(414) = \underline{165.6 \text{ Mpa}} \text{ (24,000 lb/pulg}^2\text{)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{200,100}{12,937} = 15.46 = \underline{15.50}$$

$$A_s = \frac{(100)(2)}{60} = \underline{3.333 \text{ cm}^2/\text{m}} \text{ (1.695 pulg}^2/\text{pie)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.333}{(100)(15/2)} = \underline{0.00444}$$

$$n\rho = (0.00444)(15.50) = \underline{0.0688}$$

$$k = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho = \sqrt{(0.06888)^2 + 2(0.06888)} - 0.0688 = \underline{0.3084}$$

B.2 Si el esfuerzo en compresión controla el diseño, entonces el momento de servicio será:

$$F_b = \frac{M_s}{bd^2} \left(\frac{2}{jk} \right)$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{(0.308)}{3} = \underline{0.89}$$

$$M_s = \frac{F_b bd^2 jk}{2} = \frac{(5,700,000)(100)(15/2)^2 (0.89)(0.308)(0.0001)}{2} = 439,448 \text{ N-cm}$$

$$= \underline{4.40 \text{ kN-m}} \text{ (3.24 klb-pie)}$$

B.3 El momento de servicio, si el esfuerzo de tensión controla el diseño, es:

$$F_s = \frac{M_s}{A_s j d}$$

$$M_s = F_s A_s j d = (165,600,000)(0.0001)(3.33)(0.89)(15/2) = 368,423 \text{ N-cm}$$

$$= \underline{3.68 \text{ kN-m (2.71 klb-pie)}}$$
 Este es el momento que controla el diseño

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(d - kd)^2 = \frac{100((0.308)(15/2))^3}{3} + 15.5(3.33)[7.5 - (0.308)(7.5)] =$$

$$= \underline{1,802.43 \text{ cm}^4 (43.30 \text{ pulg}^4)}$$

B.4 La deflexión para las cargas de servicio es:

$$(3.5) \quad \Delta = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_s - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}}$$

$$\Delta = 0.336 + \frac{5(368,423 - 326,250)(600)^2}{48(12,937,000,000)(1,802.43)(0.0001)} = 0.336 + 0.678$$

$$= \underline{1.01 \text{ cm (0.40 pulg)}}$$

Solución C:

C.1 Al iniciar la cedencia, y considerando un comportamiento elástico de la mampostería, la localización del eje neutro y por consecuencia, los valores de k y j son los mismos empleados en el inciso anterior

$$M, A, f, jd$$

$$M, - (3.33)(414,000,000)(0.0001)(0.89)(7.5) = 920,228 \text{ N-cm}$$

$$= \underline{9.20 \text{ kN-m}} \text{ (6.78 klb-pie)}$$

C.2 La deflexión en el instante que inicia la cedencia es

$$\Delta, = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_v - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}}$$

$$\Delta, = 0.336 + \frac{5(921,000 - 326,250)(600)^2}{48(12,937,000,000)(0.0001)(1.802)} = 0.336 + 9.56$$

$$= \underline{9.90 \text{ cm}} \text{ (3.89 pulg)}$$

Solución D:

D.1 El momento, considerando cargas últimas, será:

$$(3.10) M_n = A, f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A, f_y}{0.85 f'_m b} = \frac{3.33(414,000,000)(0.0001)}{0.85(17,250,000)(0.0001)(100)} = 0.94 \text{ cm (0.37 pulg)}$$

$$M_n = 3.33(414,000,000)(0.0001) \left(\frac{15}{2} - \frac{0.94}{2} \right) = 969,169 \text{ N-cm}$$

$$= \underline{9.69 \text{ kN-m}} \text{ (7.15 klb-pie)}$$

D.2 Para diseño, la capacidad última de momento, donde ϕ toma el valor de 0.80 cuando se emplean cargas de viento.

$$\phi M_n = (0.80)(9.69) = \underline{7.75 \text{ kN-m}} \text{ (5.719 klb-pie)}$$

D.3 La carga factorizada de viento ρu correspondiente a este momento es:

$$\rho u = \frac{8M_u}{h^2} = \frac{8(7.75)}{(6)^2} = \underline{1.72 \text{ kN/m}^2} \text{ (0.25 lb/pulg}^2\text{)}$$

D.4 Basándonos en última resistencia, la presión de servicio correspondiente al viento puede ser determinada a partir de:

Si consideramos que $M_u = 1.7M_L$ (ignorando el peso propio).

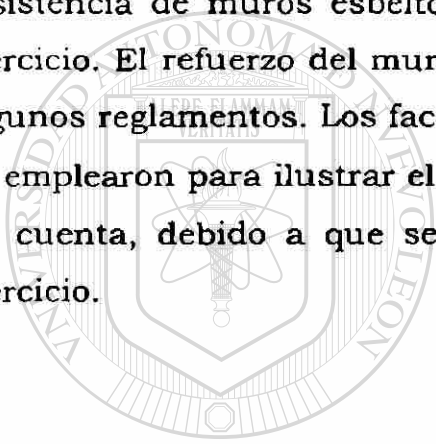
$$1.70M_L \leq 0.80M_n$$

$$M_L = \frac{7.75}{1.70} = \underline{4.55 \text{ kN-m}} \text{ (3.35 klb-pie)}$$

$$\rho u = \frac{8M_L}{h^2} = \frac{8(4.55)}{(6)^2} = \underline{1.01 \text{ kN/m}^2} \text{ (0.15 lb/pulg}^2\text{)}$$

D.5 Donde se empleó el factor de carga de 1.70 y el factor de reducción de capacidad de 0.80 para ilustrar el proceso.

Con respecto al ejemplo anterior, se puede concluir que si se considera que todas las celdas de la mampostería estarán rellenas, en lugar de un relleno parcial con mortero, el momento de agrietamiento tiende a incrementarse, lo cual resulta más desfavorable en términos de momento de flexión permisible para la sección; sin embargo, esto repercute en el aumento de la deflexión a media altura, al instante de aparecer la primera grieta; pero la deflexión, debida a las cargas de servicio disminuye. La cuantía de acero en el muro $\rho = 0.0044$, representa el $0.5\rho_b$, calculada para la condición de esfuerzos de trabajo, lo cual, en términos de ductilidad, también resulta favorable. Algunos reglamentos especifican un valor de $0.6\rho_b$, para el diseño por última resistencia de muros esbeltos, lo cual también resulta satisfactorio en este ejercicio. El refuerzo del muro cumple los mínimos requisitos que especifican algunos reglamentos. Los factores de carga de 1.7 y de reducción de 0.80 sólo se emplearon para ilustrar el ejemplo, y el límite de la relación h/t no se tomó en cuenta, debido a que se despreció el peso propio del muro durante el ejercicio.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPÍTULO 5

CARGA AXIAL Y FLEXIÓN FUERA DEL PLANO, EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

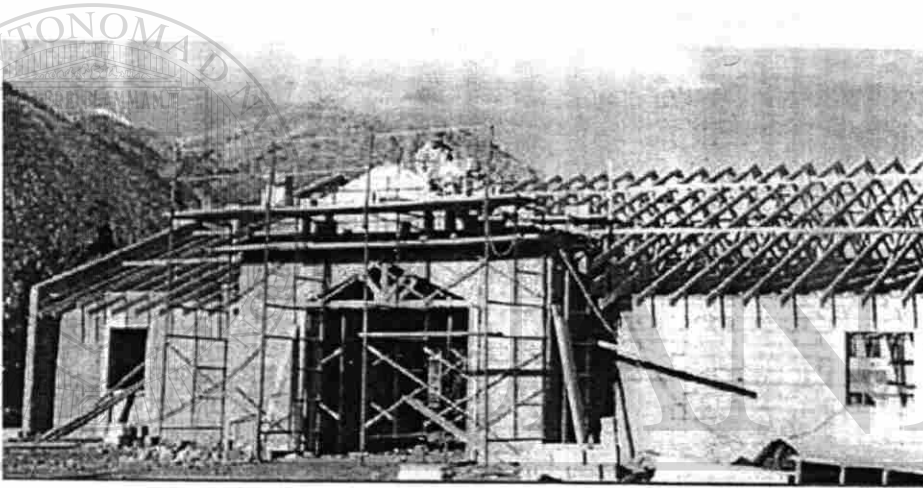


Fig. 5.1 Construcción de un muro de mampostería sometido a carga axial y flexión.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

5.1 Introducción.

Como se muestra en la Fig. 5.2, un muro de mampostería puede ser sometido a los siguientes sistemas de fuerzas: fuerzas axiales concéntricas o excéntricas, fuerzas fuera del plano (normales al muro), y fuerzas en el plano horizontal. Las dos primeras fuerzas producen un

efecto combinado de compresión axial y flexión en un muro de mampostería, cuyo comportamiento y diseño se describe en el presente capítulo. La tercera fuerza describe una función del muro por cortante; este efecto se presenta separadamente, en el Capítulo 7 de esta tesis. El comportamiento y diseño de muros de mampostería sometidos a flexión y a cargas axiales pequeñas fue tratado ya en el Capítulo 4.

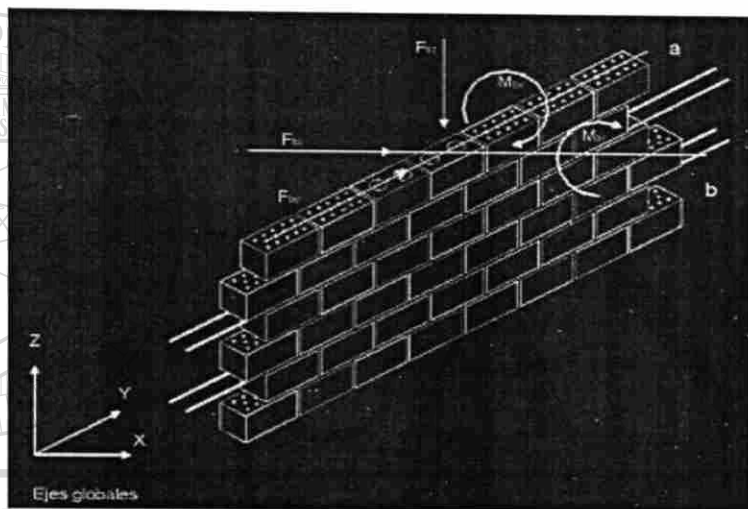


Fig. 5.2 Condiciones de carga en un muro de mampostería.

Por lo general solamente se han realizado muy pocas investigaciones sobre muros de mampostería que soportan fuerzas axiales de compresión y están sujetos a flexión fuera del plano. Debido a la poca cantidad de información con la que se puede contar, los reglamentos de diseño difieren en gran medida y han tendido a incorporar simplificaciones empíricas, relaciones semi-empíricas o bien limitaciones

absurdas. En las construcciones modernas, el mercado de la construcción requiere un gran impulso para desarrollar métodos de diseño racionales, que sean lo suficientemente comprensivos para proporcionar niveles más satisfactorios de seguridad, sin reducciones excesivas de capacidad de carga. Este es el caso de los requerimientos de diseño para muros esbeltos de mampostería reforzada (*Reinforced Masonry Slender Wall Design*) que están incluidos en el Reglamento *UBC*. Después de llevar a cabo un gran número de pruebas en los Estados Unidos, los resultados que se obtuvieron condujeron al desarrollo del Método de Diseño por Resistencia (*Strength Design Method*). El uso de este método de diseño permitió que la construcción de muros esbeltos de mampostería pudiera competir de manera más efectiva en contra de la construcción con paneles prefabricados de concreto.

5.2 Requerimientos de diseño para muros de mampostería reforzada.

5.2.1 Estado actual de los requerimientos de diseño.

5.2.1.1 Diseño empírico.

Esta forma de diseño brinda niveles de seguridad satisfactorios, siempre y cuando los detalles de la construcción, los materiales, y las

condiciones de carga sean consistentes con la experiencia utilizada al establecer las reglas de diseño.

El uso de simples requerimientos empíricos en el diseño es muy popular para los edificios pequeños, donde la participación de un diseñador profesional suele ser mínimo. Así, los reglamentos de mampostería normalmente incluyen el diseño empírico en una sección por separado, y sólo como una alternativa, frente a los cálculos más rigurosos de ingeniería. El uso de estos métodos se limita generalmente a ciertas zonas sísmicas, a presiones máximas del viento y, en algunos casos, las restricciones dependen de las dimensiones del edificio.

5.2.1.2 Diseño dirigido o de ingeniería.

La mayoría de los reglamentos de diseño de mampostería han adoptado requerimientos de diseño por resistencia. Los métodos de diseño por resistencia generalmente se incorporan dentro de un formato de estados límite, que consiste en estados límite de utilidad o de servicio y estados límite "últimos". En los diseños de mampostería se utiliza una combinación de cargas factorizadas y representaciones matemáticas que describen el comportamiento no lineal del material al llegar a la zona de falla, esto hace esencial el desarrollo de reglamentos que garanticen niveles razonables y consistentes de seguridad. Esto adquiere una particular importancia para la interacción de efectos

combinados como los de carga axial y de flexión, sobre la sección de muros de mampostería.

5.2.2 Tipos de construcción de muros de mampostería.

La mayoría de las construcciones de mampostería moderna consideran el sistema de muros de mampostería sin refuerzo en sus diseños. El éxito de este tipo de construcciones consiste en emplear un diseño que permita mantener un estado de esfuerzos de compresión en los muros de mampostería cuando estos están sometidos a las combinaciones de carga axial, flexión y cortante. Los diseñadores, así como los constructores, coinciden en la necesidad de incluir juntas de refuerzo horizontal, como las que se muestran en la Fig. 5.3, para controlar el agrietamiento debido a movimientos de contracción por secado o estructurales. Añadir acero de refuerzo alrededor de los huecos de puertas y ventanas, ayuda a controlar el agrietamiento que provocan las vigas y los cerramientos. También, el acero de refuerzo se puede agregar, para satisfacer los requisitos mínimos que establecen algunos reglamentos, para mejorar el comportamiento de los muros sujetos a cargas sísmicas, en áreas de moderada actividad; aunque el muro se puede diseñar como un elemento no reforzado.

Para el diseño de mampostería reforzada, algunos reglamentos establecen cantidades mínimas de acero de refuerzo, distribuido en dirección normal y paralelo a las juntas.

La mayoría de los muros de mampostería se diseñan considerando al muro en dirección vertical, y simplemente soportado en sus extremos. A pesar de ello, siempre será posible tomar ventaja de los apoyos laterales, para reducir los efectos de esbeltez en el caso de carga axial vertical y flexión horizontal, como se muestra en la Fig. 5.4(b), limitando con ello la deflexión e incrementando la estabilidad del muro.

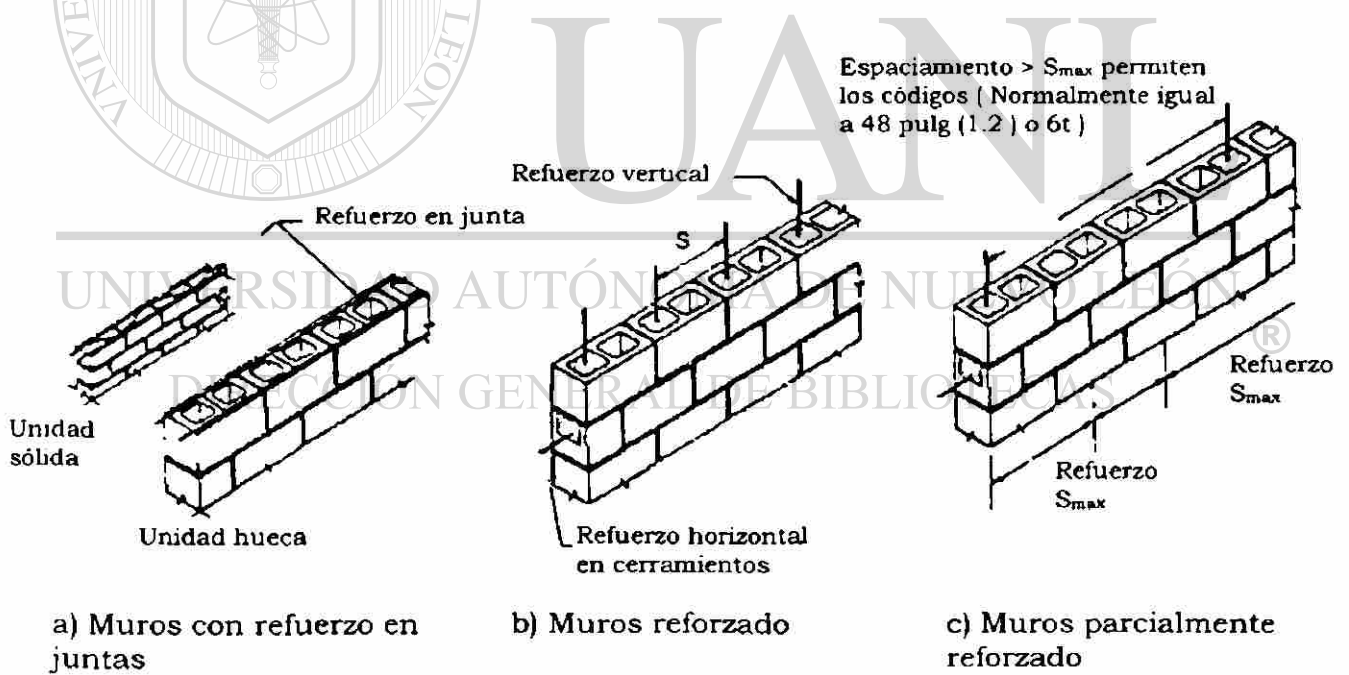


Fig. 5.3 Tipos de muros de mampostería.

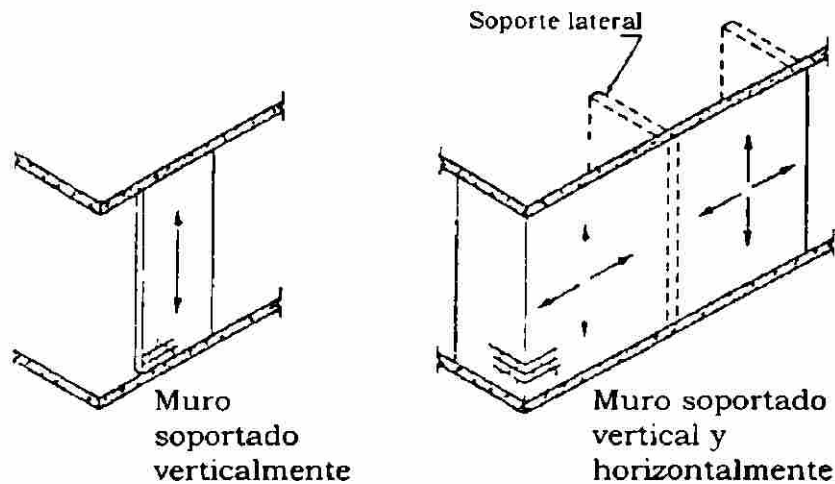


Fig. 5.4 Condiciones de apoyo en muros de mampostería.

5.3 Interpretación histórica del comportamiento de los muros de mampostería.

5.3.1 Introducción.

Debido a que tradicionalmente se ha pensado en los muros como elementos que soportan carga axial, era absolutamente natural que la carga axial permisible P se expresara en función de la capacidad de la sección para soportar carga axial concéntrica, quedando representada mediante:

$$P = A_m F_m \quad (5.1)$$

Donde A_m es el área de la sección de mampostería, generalmente se toma como el área gruesa, aún en el caso de mampostería con celdas

huecas, y F_m es el esfuerzo de compresión permisible para el diseño de mampostería.

5.3.2 Efectos de flexión.

La flexión en los muros de mampostería puede deberse a una excentricidad provocada por la ubicación de la carga axial o a imperfecciones en la construcción, y a las cargas laterales. Para muros cargados axialmente, el momento de flexión M puede ser convenientemente descrito como la carga axial P multiplicada por una excentricidad e , de modo que

$$e = \frac{M}{P} \quad (5.2)$$

De esta forma, la excentricidad se denomina “ excentricidad virtual ”. Cuando se incrementa la excentricidad, se genera una reducción de la capacidad de carga axial.

5.3.3 Resistencia de la sección

Los ensayos de prismas han sido aceptados como un método razonable para evaluar la capacidad de carga de la sección de muros de mampostería sujetos a esfuerzos de compresión generados por la

combinación de carga axial y de flexión. En la determinación de la capacidad de unidades de mampostería con celdas huecas se utiliza el área gruesa, hecho que distorsiona la relación entre la carga axial y el momento resistente.

5.3.4 Efecto de la altura.

La idea de que los muros son elementos que soportan carga axial impulsó el que los métodos de diseño aplicaran una reducción directa de la capacidad por efecto de esbeltez. Para ladrillos de arcilla se desarrollaron coeficientes de esbeltez C_s basados en la relación altura-espesor, h/t , y en las excentricidades de los extremos, $-1 < e_1/e_2 < +1$. Combinando con el coeficiente de excentricidad, la ecuación 5.1 se convierte en:

$$P = C_e C_s A_m F_m \quad (5.3)$$

Como otra alternativa, el Reglamento *NCMA* introdujo un factor de reducción denominado R , de forma que

$$R = 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \quad (5.4)$$

Dicha expresión se aplica de forma independiente a la ecuación de capacidad de carga axial (5.1). Este enfoque permanece como una

constante en algunos reglamentos de mampostería. El factor de reducción R se utiliza para modificar el esfuerzo de compresión permisible debido a carga axial F_a que se utiliza en la ecuación unitaria que aparece en algunos reglamentos de mampostería y para mampostería sin refuerzo se establece

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1 \quad (5.5)$$

Donde

f_a, f_b = esfuerzos de compresión debido a la carga axial y de flexión respectivamente.

F_a, F_b = esfuerzos permisibles de carga axial y de flexión respectivamente.

Este método, que toma en cuenta la esbeltez, puede ser modificado para incluir los efectos de las excentricidades en los extremos, mediante una modificación de la altura efectiva, en función de las restricciones en los apoyos, como se muestra en la Fig. 5.6.

Los muros relativamente pequeños, o aquellos que no soportan cargas axiales muy grandes, tienen reducciones pequeñas por efecto de esbeltez. De cualquier forma, en muchos casos los efectos de esbeltez no necesitan ser considerados en el diseño, ya que debido a la existencia de límites de esbeltez implícitos en el diseño, muy pocos muros

experimentan pandeo elástico. De esta forma, el efecto principal de la esbeltez, en estos casos, es el desarrollo de flexión adicional debida a la deflexión del muro (efecto P-Δ).

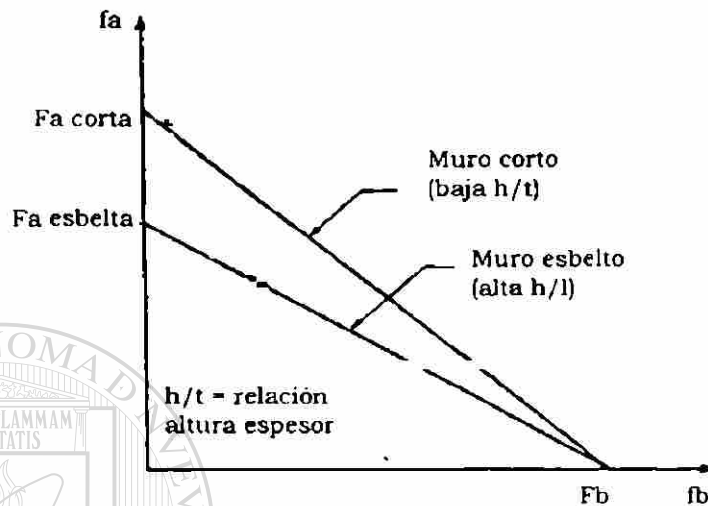


Fig. 5.5 Modificación de la ecuación unitaria por efecto de esbeltez.

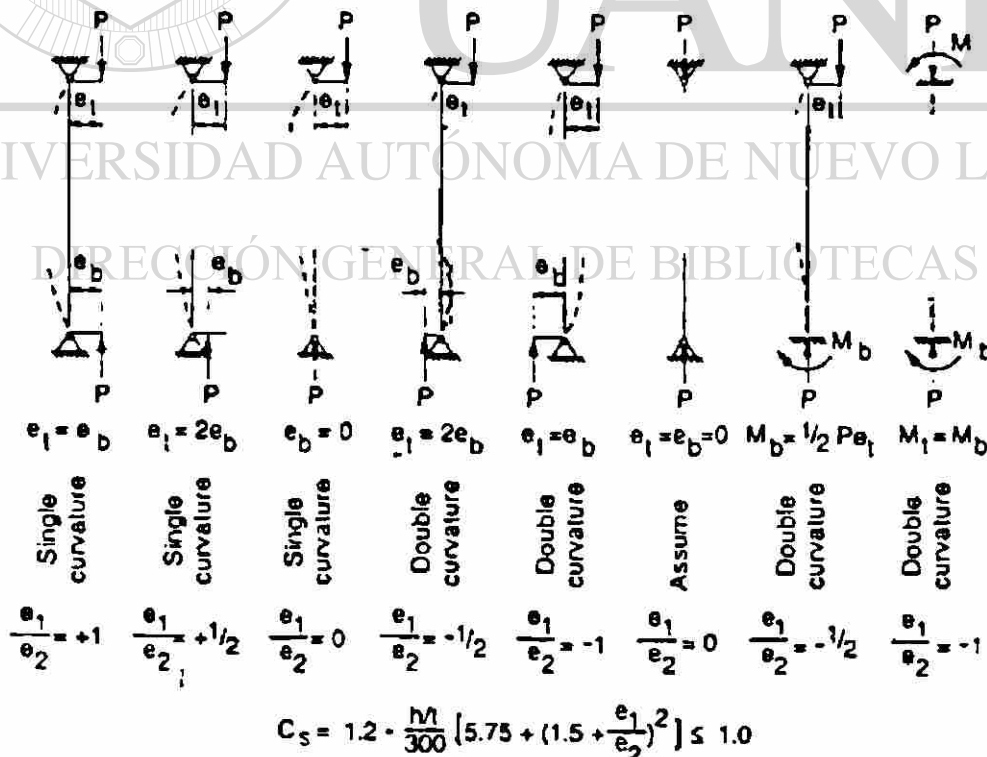


Fig. 5.6 Influencia de momentos en los extremos sobre los efectos de esbeltez.

5.4 Interacción entre la carga axial y flexión.

5.4.1 Introducción.

La relación entre los efectos combinados de carga axial y los momentos de flexión, aplicados sobre un muro de mampostería, se puede describir mediante la excentricidad virtual, $e = M/P$, sin importar si el momento y la fuerza axial provienen de una excentricidad verdadera o no, esto es la forma más conveniente de describir el caso de una combinación de cargas. En el caso de comportamiento elástico lineal de secciones con igual límite de esfuerzos permisibles F_m , y para la combinación de compresión axial y flexión, la relación entre la máxima carga axial permisible P y momento M que pueden ser soportados por la sección, se expresan mediante

$$F_m = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} \quad (5.6)$$

Donde

A = área de la sección.

S = módulo de sección.

Esta ecuación puede utilizarse para describir el diagrama de interacción lineal que se muestra en la Fig. 5.7(b), Si $P_0 = F_m A$ representa la capacidad de la sección cuando la excentricidad cero, y M_0

= $F_m S$ es el momento que puede ser soportado cuando la carga axial es cero, este diagrama de interacción puede describirse mediante la ecuación unitaria como

$$\frac{P}{P_0} + \frac{M}{M_0} = 1 \quad (5.7)$$

Para la mampostería, los efectos del agrietamiento por tensión, el comportamiento no lineal de la gráfica esfuerzo-deformación y la variación en la contribución del acero de refuerzo, dan como resultado la ecuación unitaria (5.7), siendo ésta, una aproximación muy conservadora del diagrama de interacción real. Al parecer, la resistencia a la compresión es aparentemente superior, debido al gradiente de deformación. El esfuerzo permisible de compresión por flexión F_b , ha sido un valor tradicionalmente mayor que el esfuerzo permisible de compresión por carga axial F_a . El límite o esfuerzo permisible para la combinación de carga axial y de flexión puede definirse como

$$F_m = f_a + F_b \left(1 - \frac{f_a}{F_a} \right) \quad (5.8)$$

Donde

$$f_a = \frac{P}{A}$$

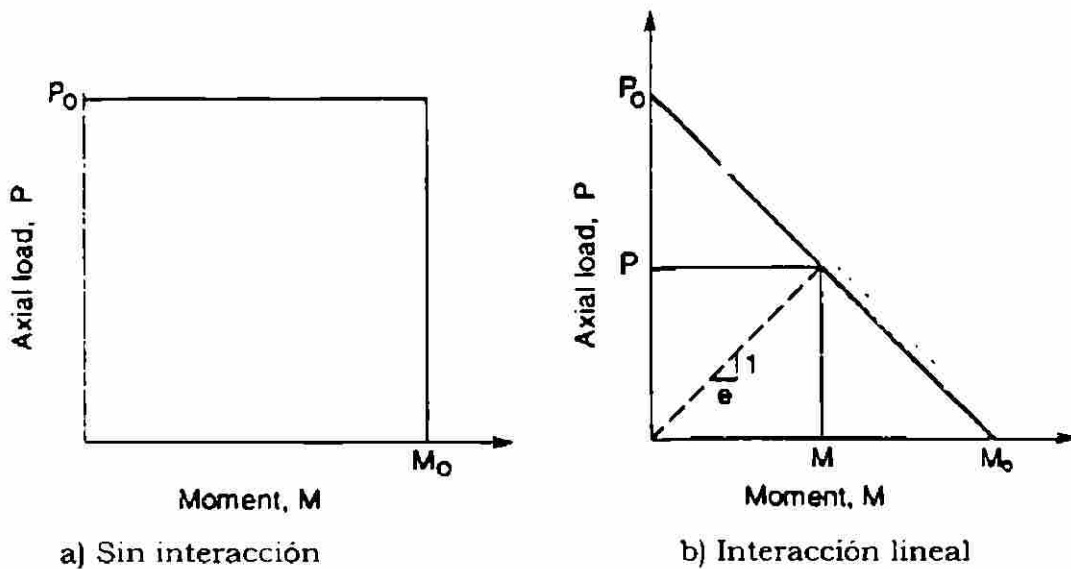


Fig. 5.7 Diagramas de interacción simple para la combinación de carga axial y flexión.

5.4.2 Análisis elástico lineal de secciones reforzadas.

5.4.2.1 Secciones sólidas.

En el punto donde la profundidad de la grieta coincide con la posición del refuerzo, son aplicables las ecuaciones que se utilizan para mampostería sin refuerzo, si se asume que se ignoran las fuerzas de compresión en el acero de refuerzo.

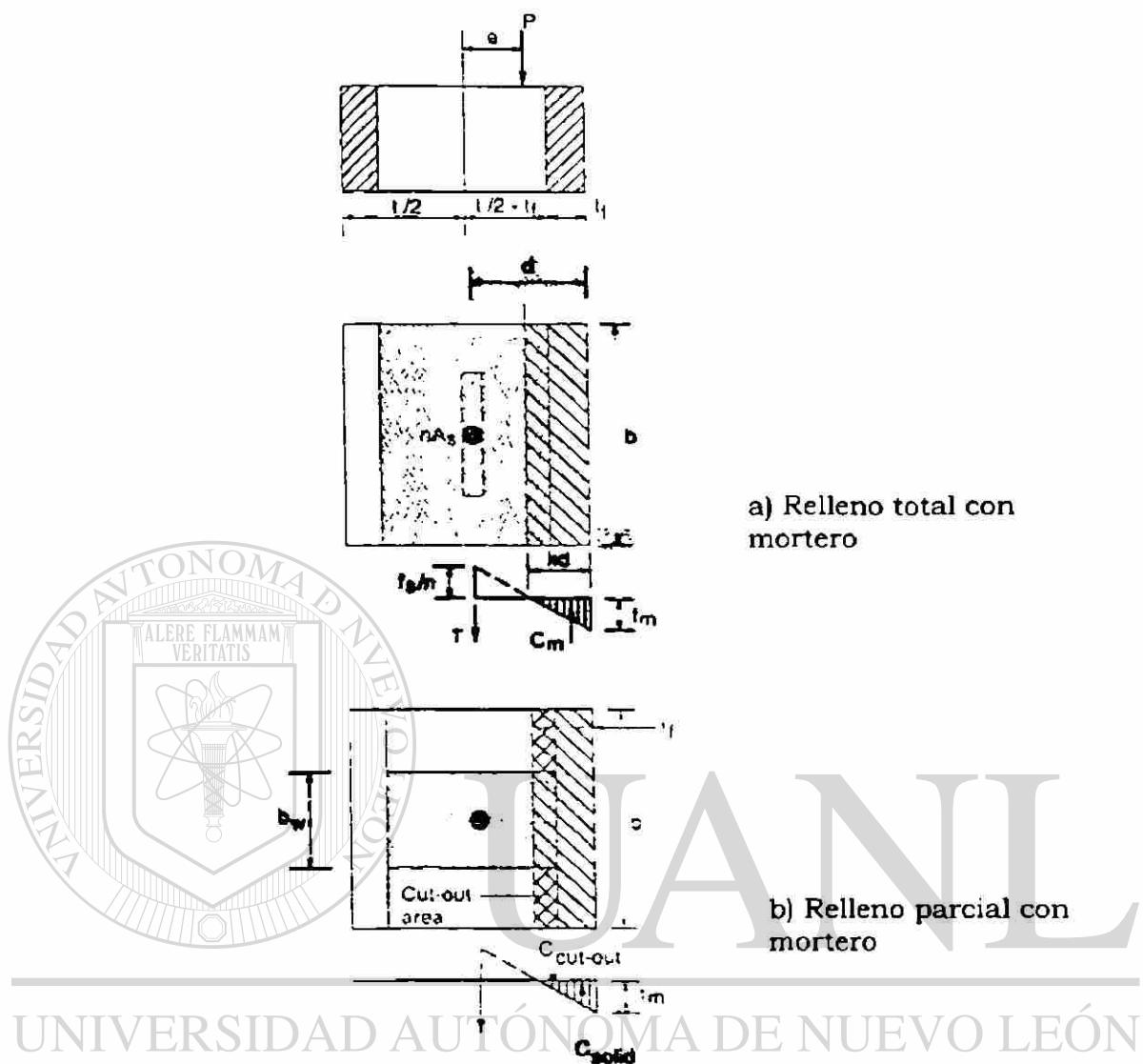


Fig. 5.8 Combinación de carga axial y flexión con acero de refuerzo a tensión.

Según se muestra en la Fig. 5.8, para el análisis de la sección agrietada se requiere utilizar un área de acero transformada, cuando en el acero de refuerzo se desarrollan esfuerzos de tensión. El procedimiento de cálculo se ilustra a continuación:

Para el equilibrio de fuerzas verticales (Fig. 5.8(a))

$$P - C_m - T \tag{5.9}$$

Donde

$$C_m = F_m \frac{kdb}{2} \tag{5.10}$$

El término b representa el ancho efectivo. Los Reglamentos ACI 530/ASCE 5 / TMS 402, especifican que el ancho efectivo b , para muros de mampostería construidos en serie, deberá de ser el que resulte menor de; s (separación del acero de refuerzo), $6t$ (siendo t el espesor del muro), o 180 cm.

Para otro tipo de patrón seguido en la construcción del muro, digamos apilado, el ancho efectivo deberá ser el que resulte menor entre la separación del acero de refuerzo y la longitud de la unidad de mampostería. La fuerza de tensión T del acero de refuerzo es

$$T = nA_s F_m \left(\frac{d - kd}{kd} \right) \tag{5.11}$$

Por equilibrio de los momentos exteriores e interiores alrededor del eje neutro

$$P_e = C_m \left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3} \right) + T \left(d - \frac{t}{2} \right) \tag{5.12}$$

y sustituyendo P de la ecuación 5.9 en la ecuación 5.12, se tiene

$$(C_m - T)e = C_m \left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3} \right) + T \left(d - \frac{t}{2} \right) \quad (5.13)$$

La posición del eje neutro kd puede ser determinada mediante la solución de la ecuación cúbica resultante, o bien, mediante la sustitución de valores de kd por tanteos hasta encontrar el valor con el cual se obtenga la excentricidad e correcta. (Nótese que cuando el refuerzo es concéntrico, como en la mayoría de los casos, el término $T(d - t/2)$ en la ecuación 5.13 es cero).

La formulación previa considera que el esfuerzo permisible de compresión de la mampostería, F_m , controla el diseño, pero en algunos casos, el esfuerzo permisible en el acero, F_s , puede ser crítico. Para revisar esto, el esfuerzo en el acero debe de ser calculado como

$$f_s = nF_m \left(\frac{d - kd}{kd} \right) \quad (5.14)$$

Si el esfuerzo permisible en el acero de refuerzo, F_s , es menor que el esfuerzo calculado f_s , entonces el esfuerzo en el acero de refuerzo es crítico, y la ecuación 5.10 debe ser expresada en términos de F_s , de forma que

$$C_m = \frac{F_c}{n} \left(\frac{kd}{d - kd} \right) \frac{kdb}{2} \quad (5.15)$$

La ecuación 5.11 se simplifica como

$$T = A_s F_s \quad (5.16)$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 5.13, y determinado el término kd igual que antes. La carga que la sección admite puede ser determinada mediante el cálculo de los valores de T y C_m de la ecuación 5.9.

5.4.2.2 Secciones parcialmente rellenas (Celdas mortereadas).

Para la sección mostrada en la figura 5.8(b), las celdas rellenas (mortereadas) en el muro de mampostería producen una sección transversal en forma de *viga-t*. Si el valor que se obtiene al calcular kd es menor al espesor de la pared de la celda rellena, entonces el análisis que se ilustra desde las ecuaciones 5.9 a 5.16 es aplicable. Si al calcular kd , este resulta ser un valor mayor que el espesor de la pared de la celda rellena, se deberá realizar un análisis de sección de borde (*viga-t*) como sigue:

Por equilibrio de las fuerzas axiales internas y externas

$$P = C_{\text{solida}} - C_{\text{paredcelda}} - T \quad (5.17)$$

Donde, de la ecuación 5.10,

$$C_{solido} = \frac{1}{2} F_m bkd$$

De la ecuación 5.11

$$T = nA_s F_m \left(\frac{d - kd}{kd} \right)$$

Teniendo

$$C_{paredcelda} = \frac{1}{2} F_m \left(\frac{kd - t_f}{kd} \right) (kd - t_f) (b - b_w) \quad (5.18)$$

Por equilibrio de los momentos internos y externos

$$Pe = C_{solido} \left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3} \right) - C_{paredcelda} \left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3} + \frac{2}{3} t_f \right) + T \left(d - \frac{t}{2} \right) \quad (5.19)$$

De esta forma, para una excentricidad en particular, el valor de kd puede ser determinado a partir de las ecuaciones 5.17 y 5.18. Nuevamente, debido a que la derivación está basada en la idea de que el esfuerzo permisible de compresión de la mampostería gobierna el diseño, es necesario revisar si el limite de esfuerzo en el acero de refuerzo controla el diseño. Si

$$F_s < nF_m \left(\frac{d - kd}{kd} \right) \quad (5.20)$$

Entonces la ecuación 5.15 se utiliza en lugar de la 5.10 y la ecuación 5.18 se transforma en

$$C_{paredcelda} = \frac{1}{2} \frac{F_c}{n} \left(\frac{kd}{d - kd} \right) \left(\frac{kd - t_f}{kd} \right) (kd - t_f) (b - b_w) \quad (5.21)$$

La ecuación 5.16 se utiliza en lugar de la ecuación 5.11.

De esta forma, para una carga excéntrica dada, la máxima carga axial permisible puede ser determinada para valores particulares de esfuerzos permisibles en la mampostería y el acero. (Nótese que el último término de la ecuación 5.19 es cero para el caso del refuerzo concéntrico en el muro).

5.4.3 Análisis por última resistencia (Estado de límite último).

El diseño por resistencia en estructuras de mampostería se ha convertido en el método de diseño preferido gracias a la adición pertinente de los estados límites de utilidad o servicio.

5.4.3.1 Relaciones esfuerzo-deformación entre mampostería y acero.

La relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo se define como elastoplástica, tal como se muestra en la Fig. 5.9(a). Por el contrario, para la mampostería se estableció una relación singular de

esfuerzo-deformación, debido a que la forma de la curva es muy variable y los últimos valores de esfuerzo que se pueden medir varían dentro de un gran intervalo. En general, como lo indica en el Reglamento de Nueva Zelanda, el objetivo es el de remplazar la relación actual de esfuerzo-deformación no lineal, por una relación matemática bien definida, fácil de usar y con formas gráficas que proporcionen una estimación razonable de la magnitud y ubicación de la resultante de la fuerza de compresión.

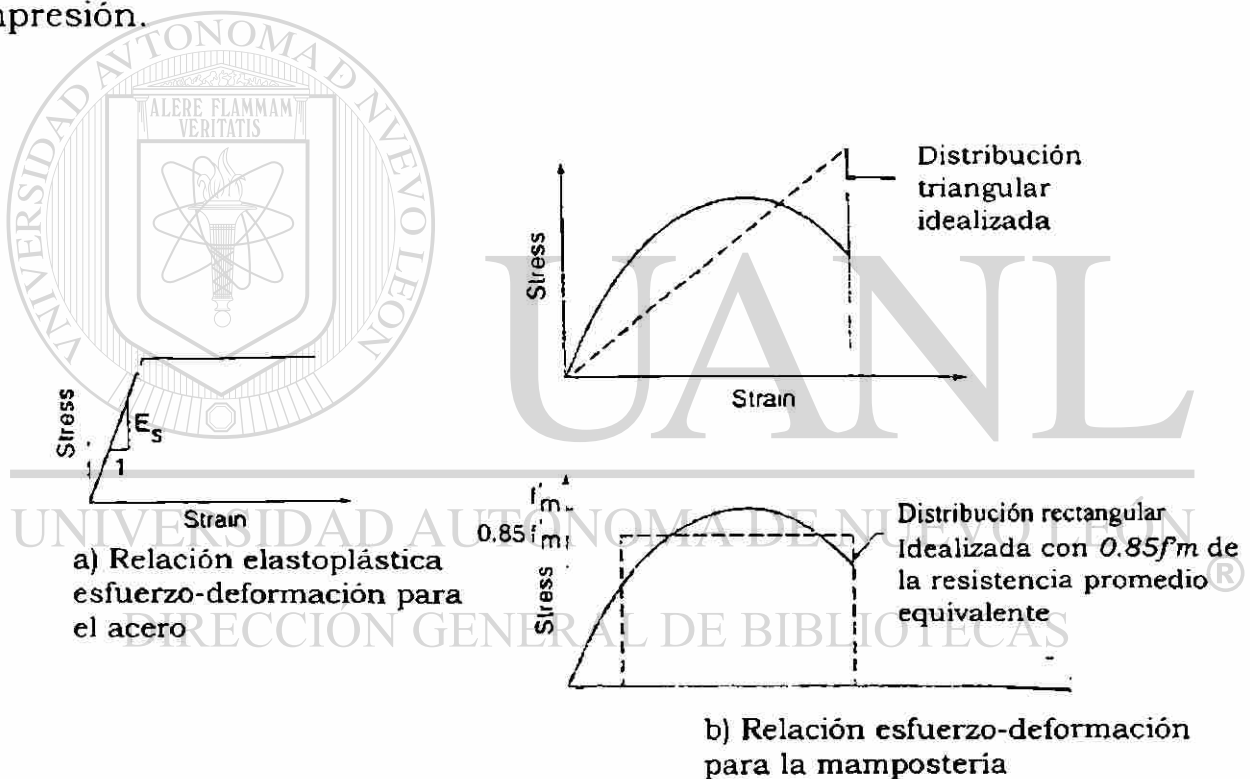


Fig. 5.9 Relaciones esfuerzo-deformación para mampostería y acero.

Una representación rectangular, similar a la que se definió para concreto reforzado, puede utilizarse en la mampostería reforzada. La

mayoría de las pruebas indican que la deformación última de compresión varía entre 0.0025 y 0.0035.

5.4.3.2 Mampostería reforzada.

Para secciones sólidas, el análisis de mampostería reforzada consiste en utilizar el bloque triangular de esfuerzos adoptado en las ecuaciones 5.9 a 5.13, sustituyendo el término f'_m con F_m , excepto por el hecho de que la ecuación 5.11 no es aplicable y deberá sustituirse por

$$T = A_s f_s \quad (5.22)$$

Donde

$$f_s = \left(\begin{array}{c} d - kd \\ kd \end{array} \right) \epsilon_u E_s \quad (5.23)$$

Pero f_s no debe ser mayor que f_y , y la deformación última de compresión en la mampostería toma el valor de ϵ_u , 0.003.

Se ha demostrado que para porcentajes bajos de acero de refuerzo, entre 0.1% a 4%, el esfuerzo de tensión controla la capacidad de la sección.

Para secciones con celdas parcialmente rellenas, donde el eje neutro queda fuera de la pared de la celda rellena, y sustituyendo F_m en lugar de f'_m , las ecuaciones 5.17 a 5.19 pueden utilizarse para determinar la

posición del eje neutro kd , considerando una distribución triangular de esfuerzos. El esfuerzo en el acero de refuerzo es determinado en función del esfuerzo último de compresión en la mampostería y la localización del eje neutro kd queda definida mediante las ecuaciones 5.22 y 5.23.

Para una distribución triangular de esfuerzos (Fig. 5.10) la ecuación 5.10 se transforma en

$$C_m = 0.85 f'_m d \beta_1 c \tag{5.24}$$

Donde

c = distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

β_1 = relación de la profundidad del bloque de compresión y el eje neutro, para $f'_m < 210 \text{ kg/cm}^2$, tomar 0.85, la fuerza de tensión es

$$T = A_s f_s$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Donde

$$f_s = \left(\frac{d-c}{c} \right) \epsilon_u E_s \leq F_y \tag{5.25}$$

De esta forma, pueden determinarse, tanto la posición del eje neutro c , como la capacidad de la sección, utilizando la ecuación 5.9 y sustituyendo T y C_m a partir de las ecuaciones 5.22, 5.23 y 5.25.

En el caso mostrado en la Fig. 5.10(b), para mampostería con celdas parcialmente rellenas, y cuando $\beta_1 c > t_f$, las fuerzas de equilibrio están dadas por

$$P = C_f + C_w - T \quad (5.26)$$

Donde las fuerzas de compresión son:

$$C_f = 0.85 f'_m b t_f \quad (5.27)$$

$$C_w = 0.85 f'_m b_w (\beta_1 c - t_f) \quad (5.28)$$

T se calcula con f_s definido en 5.25, dependiendo del valor de c , pero no mayor que f_y .

El momento de equilibrio alrededor del centroide de la sección transversal está dado por:

$$Pe = C_f \left(\frac{t}{2} - \frac{t_f}{2} \right) + C_w \left(\frac{t}{2} - \frac{\beta_1 c - t_f}{2} \right) + T \left(\frac{d}{2} - \frac{t}{2} \right) \quad (5.29)$$

De la ecuación 5.26 y 5.29, se puede determinar c para una excentricidad en particular. Cuando el área de relleno de la celda es pequeña, una simplificación consiste en ignorar la contribución del borde, de manera que la resultante de fuerza de compresión es:

$$C = C_f = 0.85 f'_m b t_f \quad (5.30)$$

Por lo que la correspondiente fuerza de equilibrio es:

$$P = C_f - T \tag{5.31}$$

El momento de equilibrio alrededor del centroide de la sección transversal tiene esta cuantificación:

$$Pe = C_f \left(\frac{t}{2} - \frac{t_f}{2} \right) + T \left(d - \frac{t}{2} \right) \tag{5.32}$$

Lo cual permite determinar c para una excentricidad específica. Una vez que se calcula c , se podrá obtener la capacidad de la sección (Nótese que en las ecuaciones 5.29 y 5.32, el término $T(d-t/2)$ es cero, cuando el refuerzo es concéntrico).

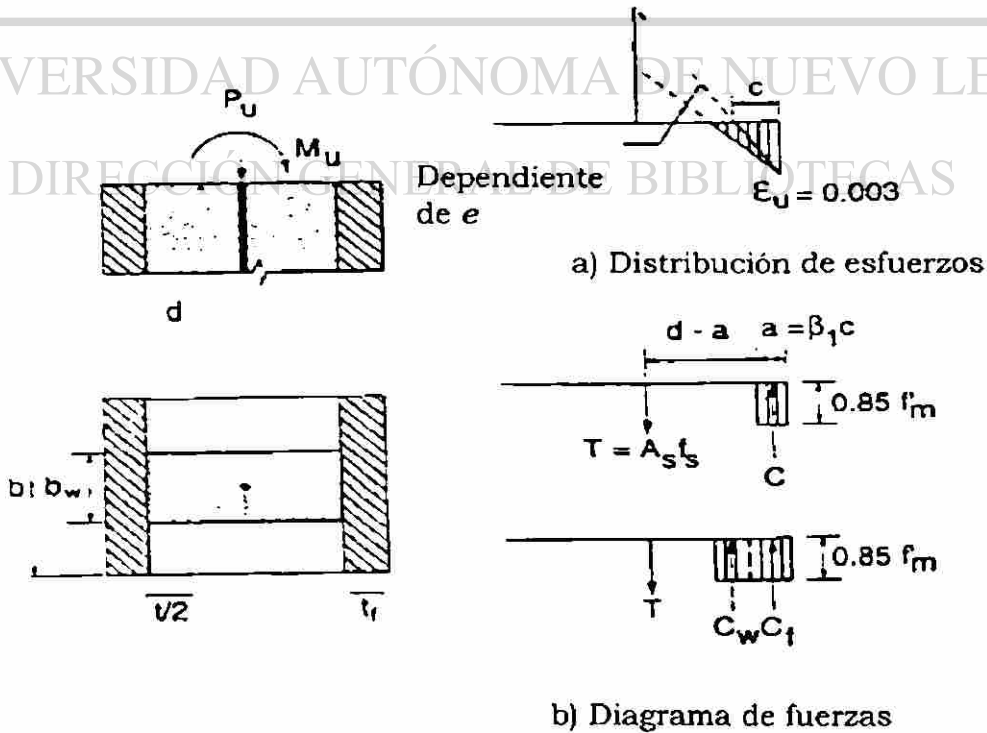


Fig. 5.10 Diseño por resistencia en mampostería reforzada.

5.4.4 Aplicación del método de diseño por resistencia.

La variabilidad de los materiales y los métodos constructivos, así como la localización del acero de refuerzo se toman en cuenta en los requerimientos del método de diseño por resistencia y los estados límite de los reglamentos, mediante la utilización de factores de reducción, los cuales se aplican individualmente a las propiedades del material. El enfoque más tradicional de diseño por resistencia, paralelo al método ACI -318 en concreto reforzado, introduce un simple factor de reducción ϕ que se aplica a la capacidad de momento. Este factor varía para los diferentes tipos de falla. El Reglamento Australiano de Mampostería, por ejemplo, sugiere un factor de reducción de 0.70 o menor y el Reglamento UBC contiene un valor que varía entre 0.4 y 0.80, dependiendo de la dimensión, la inspección y la calidad de la construcción.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

5.5 Efectos de esbeltez.

5.5.1 Introducción.

La capacidad de un muro de mampostería, para soportar una carga axial, disminuye conforme se incrementa su altura. En muros muy esbeltos, la disminución de capacidad de carga puede relacionarse con el pandeo elástico; pero en la mayoría de los casos, esta reducción en la

capacidad de carga es resultado de que el material sufre una falla, al ser sometido a la combinación de carga axial y momento, por lo que la deflexión del muro genera momentos adicionales. Debido a la creencia generalizada de que la función principal de un muro es la de soportar fuerzas axiales de compresión, los métodos de diseño se desarrollaron tomando en cuenta únicamente la disminución de capacidad de carga debido a la esbeltez. En cierta forma, el efecto de esbeltez se introdujo multiplicando la capacidad de la sección por un factor de reducción R , de forma que:

$$P_{esbeltez} = A_m F_m R \quad (5.33)$$

En un principio, este tipo de factor se expresaba en términos de la relación altura-espesor (h/t); sin embargo, actualmente la esbeltez se expresa en términos de la relación altura-radio de giro, donde

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (5.34)$$

Partiendo de la ecuación de pandeo descrita por Euler,

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{h^2} \quad (5.35)$$

Sustituyendo $Ar^2 = I$ y dividiendo entre A tenemos:

$$f_{m\text{critico}} = \frac{\pi^2 E}{(h/r)^2} \quad (5.36)$$

Como resultado, la relación h/t o h/r se ha descrito para determinar la reducción de la capacidad de carga debida a la esbeltez. Los momentos de flexión en el muro son afectados de manera significativa por el efecto de esbeltez. Otros factores, como la presencia, localización y cantidad de acero de refuerzo, las restricciones en los extremos del muro, la aplicación de la fuerza, la resistencia a la tensión, y el módulo de elasticidad contribuyen a una estimación más racional de los efectos de esbeltez.

5.5.2 Amplificación de momentos.

Los momentos de flexión de segundo orden, debidos a la carga axial y a la deflexión del elemento, deben incluirse cuando se calcula la combinación crítica de carga axial y momento flector de cualquier elemento. A pesar de que es posible calcular este momento secundario como el producto de la carga axial P y el desplazamiento de la sección, es más sencillo aproximar este momento mediante un factor de amplificación. Para determinar el factor de amplificación de momento en elementos de concreto reforzado se tiene la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \quad (5.37)$$

Donde δ es el factor de amplificación del momento debido a la carga; P_u , C_m es el factor que relaciona el diagrama del momento actual con un diagrama equivalente de momento uniforme; P_c es la carga de pandeo de Euler, y ϕ es el factor de reducción de capacidad de carga. La ecuación 5.37 ha sido adaptada por el Reglamento Canadiense (*Canadian Standards Association, CSA*) para utilizarse en el diseño de mampostería, modificando la ecuación de Euler (5.35) de la forma siguiente:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kh)^2} \quad (5.38)$$

Donde

E = módulo de elasticidad.

I_{eff} = momento de inercia efectivo de la sección del muro.

kh = altura efectiva del muro.

Al aplicar este método de diseño, el código canadiense establece que el término C_m toma un valor de 1.00 para mampostería. El efecto de la relación de los momentos en los extremos se toma en cuenta mediante el término I_{eff} , determinándolo a partir de las siguientes expresiones:

Para mampostería sin refuerzo:

$$I_{eff} = (I_1 + I_2) / 4 \quad \text{para } 0 \leq e_1 / e_2 \leq 1 \quad (5.39)$$

$$I_{eff} = (I_2 + I_0) / 4 \quad \text{para } -1 \leq e_1 / e_2 < 0 \quad (5.40)$$

Para mampostería con refuerzo:

$$I_{eff} = (I_1 + 2I_{cr} + I_2) / 4 \quad \text{para } 0 \leq e_1 / e_2 \leq 1 \quad (5.41)$$

$$I_{eff} = (I_2 + 2I_{cr} + I_0) / 4 \quad \text{para } -1 \leq e_1 / e_2 < 0 \quad (5.42)$$

Donde los términos I_1 y I_2 son los momentos de inercia de la sección agrietada y no agrietada en los extremos 1 y 2 respectivamente, y los términos e_2 y I_1 corresponden al extremo con mayor excentricidad. I_0 es el momento de inercia de la sección no agrietada. I_{cr} es el momento de inercia de la sección transformada sujeta a momento puro M_o .

Como no se pueden evitar los movimientos de expansión y contracción, por el secado de la mampostería, la relación del comportamiento no lineal de la gráfica esfuerzo-deformación cerca de la falla, y al utilizar esfuerzos de trabajo y cargas de servicio P en lugar de cargas factorizadas P_u , el reglamento exige determinar un valor de

$$EI_{eff} = E_m I_{eff} / 4 \quad (5.43)$$

Así como modificar el término que involucra la altura efectiva del muro kh a un valor de altura libre h y el factor ϕ en la ecuación 5.37 adquiere un valor de 1.0 para diseño por esfuerzos de trabajo. A pesar de que el método de amplificación de momento representa una forma lógica de tomar en cuenta los efectos de esbeltez, se requieren más investigaciones para reducir algunos de los parámetros considerados como muy conservadores en la versión del Reglamento CSA.

5.5.3 Método de ecuación unitaria del Reglamento UBC.

El efecto de esbeltez en los muros de mampostería, simple y con refuerzo, se toma en cuenta a través de la ecuación de esfuerzo axial de compresión permisible F_a ,

$$F_a = 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{kh}{42t} \right)^3 \right] \quad (5.44)$$

Debido a que los esfuerzos permisibles para carga axial F_a y de flexión F_b son diferentes, el esfuerzo permisible de compresión para la combinación de estas cargas se define mediante la ecuación 5.8, antes descrita.

5.5.4 Requerimientos del ACI 530/ASCE 5/TMS 402 para efectos de esbeltez.

5.5.4.1 Mampostería sin refuerzo.

Para mampostería sin refuerzo, los requerimientos del ACI 530/ASCE 5/TMS 402 especifican que se satisfaga la ecuación 5.5, donde los esfuerzos permisibles F_a y F_b se pueden determinar a partir de las expresiones siguientes:

$$F_b = \frac{1}{3} f'_m \quad (5.45)$$

$$F_a = \frac{f'_m}{4} \left(\frac{70r}{kh} \right)^2 \quad \text{para } \frac{kh}{r} > 99 \quad (5.46)$$

$$F_a = \frac{f'_m}{4} \left[1 - \left(\frac{kh}{140r} \right)^2 \right] \quad \text{para } \frac{kh}{r} \leq 99 \quad (5.47)$$

Se establece que la carga axial admisible deberá ser menor que el 25% de la carga crítica de pandeo, de Euler.

$$P \leq \frac{Pe}{4} \quad (5.48)$$

donde la carga crítica de pandeo, de Euler, está dada por la ecuación

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I}{(kh)^2} \left(1 - 0.577 \frac{e}{r} \right)^3 \quad (5.49)$$

En este caso, otra de las restricciones del diseño es la de trabajar con cargas de servicio y que no deba excederse el esfuerzo de flexión permisible.

5.5.4.2 Mampostería reforzada.

Para muros de mampostería reforzada, el esfuerzo de compresión debido a carga axial, $f_a = P/A$, deberá ser menor que F_a , como se definió en la ecuación 5.46 ó 5.47; además de que la combinación de esfuerzos debida a carga axial y de flexión deberá de ser menor que $F_b = 1/3 f_m$.

El beneficio del refuerzo en compresión puede tomarse en cuenta siempre que el refuerzo lateral esté bien confinado y proporcione suficiente soporte lateral a las varillas longitudinales.

5.5.5 Requerimientos del Reglamento *UBC* para muros reforzados esbeltos.

A través del tiempo, los reglamentos de mampostería han incorporado restricciones sobre la relación máxima de altura-espesor en

los muros, limitando a los diseños de mampostería dentro de un intervalo de aplicación que considera requerimientos empíricos o semiempíricos por efecto de esbeltez.

Como resultado de pruebas y análisis de muros muy esbeltos, se desarrolló una sección del Reglamento *UBC* para facilitar el diseño de los muros esbeltos de mampostería reforzada. El procedimiento desarrollado se basó en la resistencia de diseño bajo cargas factorizadas, con límites de deflexión en etapas de servicio y considerando cargas sin factorizar. Se pretendía que este método fuera utilizado para el diseño de muros sujetos a cargas axiales relativamente pequeñas. De esta forma, el esfuerzo axial debido a cargas sin factorizar en el punto de máximo valor de flexión se limitó a un valor de

$$f_a = P / A \leq 0.04 f'_m \quad (5.50)$$

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Con el fin de especificar una cantidad mínima de acero de refuerzo, la capacidad del momento de diseño ϕM_u deberá ser mayor o igual que el momento factorizado actuante a media altura del muro, calculado a mediante la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{P_u h^2}{8} + P_{ou} \frac{e}{2} + (P_{wu} + P_{ou}) \Delta_u \quad (5.51)$$

Donde

p_u = carga lateral uniformemente distribuida y factorizada.

h = altura del muro entre apoyos.

P_{uu} = peso factorizado del muro en la sección considerada.

P_{ou} = carga factorizada de azotea o entrepisos.

e = excentricidad de la carga P_{ou} .

Δ_u = deflexión horizontal a media altura del muro bajo cargas factorizadas y considerando los efectos P- Δ en el cálculo de la deflexión del muro.

Para la etapa de servicio, quedó definido el límite de la deflexión soportando cargas sin factorizar en un valor de:

$$\Delta_s = 0.007h \quad (5.52)$$

exceptuando la siguiente reducción en este límite arbitrario de DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

$$\Delta_s = 0.005h \quad (5.53)$$

Usado éste para ladrillos huecos de mampostería con un espesor de 127 mm o menores, y cuando el refuerzo vertical no mantiene su posición durante el vaciado del mortero.

Asumiendo una curvatura simple y simétrica, el Reglamento *UBC* especifica que la deflexión a media altura de un muro simplemente

soportado en sus extremos y sujetos a cargas de servicio Δ_s , deberá calcularse mediante:

$$\Delta_s = \frac{5M_s h^2}{48E_m I_g} \quad \text{para } M_s < M_{cr} \quad (5.54)$$

$$\Delta_s = \frac{5M_{cr} h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_s - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}} \quad \text{para } M_{cr} < M_s < M_n \quad (5.55)$$

Donde

M_s = momento de servicio a media altura del muro.

I_g, I_{cr} = momento de inercia de la sección gruesa y de la sección agrietada respectivamente de la sección transversal del muro.

M_{cr} = momento de agrietamiento resistente del muro = Sf_r .

S = módulo de sección.

f_r = módulo de ruptura, varía entre $2\sqrt{f'_m}$ hasta $4\sqrt{f'_m}$ en psi ($0.166\sqrt{f'_m}$ hasta $0.33\sqrt{f'_m}$, en MPa) dependiendo del relleno parcial o total en las unidades huecas de mampostería.

M_n = capacidad de momento nominal de un muro de mampostería = $A_{se} f_y (d - \frac{a}{2})$.

A_{se} = área efectiva de acero = $(A_s f_y + P_u) / f_y$.

a = profundidad del bloque de compresión debido a cargas

$$\text{factorizadas} = (P_u + A_{sc} f_c) / 0.85 f'_m b.$$

ϕ = factor de reducción de resistencia igual a 0.80 para

flexión, y se deberán de satisfacer los requerimientos especiales de inspección.

Utilizando los principios de mecánica para calcular la deflexión crítica a media altura del muro para ser empleada en la ecuación 5.51, la deflexión debido al momento de primer orden de la ecuación 5.56 debe utilizarse, donde:

$$\Delta_0 = \frac{5}{384} \frac{p_u h^4}{E_m I_{eff}} + \frac{1}{16} \frac{P_{ou} e h^2}{E_m I_{eff}} \quad (5.56)$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

El incremento de deflexión debido a los momentos adicionales causados por la deflexión inicial del muro puede calcularse directamente, o la deflexión Δ_0 , puede ser amplificada, de acuerdo con la ecuación 5.57, para producir la deflexión total del muro mediante:

$$\Delta_u = \left(\frac{5}{384} \frac{p_u h^4}{E_m I_{eff}} + \frac{1}{16} \frac{P_{ou} e h^2}{E_m I_{eff}} \right) \frac{1}{1 - P_u / P_c} \quad (5.57)$$

Donde

P_c =, para cargas de servicio.

p_u = carga lateral uniformemente distribuida y factorizada.

P_{ou} = carga factorizada de azotea o entrepisos.

P_u = carga axial factorizada a media altura del muro

igual a $P_{wu} + P_{ou}$.

I_{eff} = momento de inercia efectivo utilizando la sección agrietada.

5.6 Consideraciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, R.D.F.

5.6.1 Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería

Estas Normas contienen requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería.

5.6.2 Materiales para mampostería.

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE, con excepción de lo dispuesto para el límite inferior del área neta de piezas huecas señalado en la sección 2.1.1.2 de las Normas (Fig. 5.11). El peso volumétrico neto mínimo de las piezas, en estado seco, que se indica en las Normas, se muestra en la tabla C.1 de los Apéndices.

Para fines de aplicación de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo y de estas disposiciones, se considerarán como piezas macizas aquéllas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta, y cuyas paredes exteriores no tienen espesores menores que 20 mm.

Las piezas huecas a que hacen referencia las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y estas disposiciones son las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 50 por ciento del área bruta; además de que el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm (Fig. 5.11). Para piezas huecas con dos y hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multiperforadas y cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones, y cuya distribución sea uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm. Se entiende como piezas multiperforadas aquéllas con más de siete perforaciones o alvéolos (Fig.5.11).

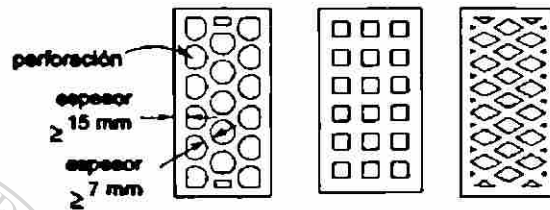
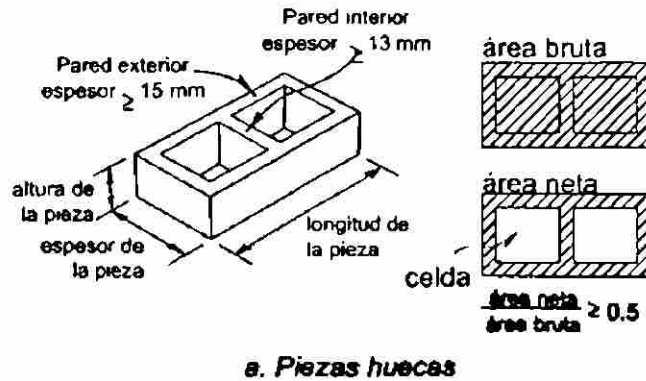


Fig. 5.11 Piezas de mampostería.

La resistencia a compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-036.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia, f_p^* , medida sobre el área bruta, que se determinará como el que se alcanza por lo menos por el 98 por ciento de las piezas producidas.

La resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto, o a partir de muestreos de la pieza, ya sea en planta o en obra. La resistencia de diseño se calculará como:

$$f_p^* = \frac{f_p}{1 + 2.5c_p} \quad (5.58)$$

Donde

f_p = Media de la resistencia a compresión de las piezas, referida al área bruta.

c_p = Es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas.

El valor de c_p no se tomará menor que 0.20, para piezas provenientes de plantas mecanizadas que evidencien un sistema de control de calidad como el requerido en la norma NMX-C-404-ONNCCE, ni menor que 0.30, para piezas de fabricación mecanizada, pero que no cuenten con un sistema de control de calidad, ni menor que 0.35, para piezas de producción artesanal.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

En la elaboración del concreto y morteros se empleará cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE. En la elaboración de morteros se podrá usar cemento de albañilería que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-021-ONNCCE. En la elaboración de morteros se podrá usar cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-003-ONNCCE. Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-111. El agua para el mezclado del

mortero o del concreto debe cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-122.

La resistencia a compresión del mortero, sea para pegar piezas o de relleno, se determinará de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-061. La resistencia a compresión del concreto de relleno se determinará del ensaye de cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160 y NMX-C-083-ONNCCE.

La resistencia de diseño será:

$$f_j^* = \frac{\bar{f}_j}{1 + 2.5c_j} \quad (5.59)$$

Donde

f_j = Media de la resistencia a compresión de cubos de mortero, o de cilindros de concreto de relleno.

c_j = Es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión de mortero o concreto de relleno, que en ningún caso se tomará menor que 0.20.

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con una resistencia a compresión de por lo menos 40 kg/cm² (4 MPa), ver tabla C.2 de los Apéndices. Los

morteros y concretos de relleno que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas deberán contar con una resistencia a la compresión de por lo menos 125 kg/cm² (12.5 MPa) y el tamaño máximo de agregado no excederá de 10 mm ver tabla C.3 de los Apéndices .

El refuerzo que se emplee en castillos, dalas, elementos colocados en el interior del muro y/o en el exterior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero, para castillos y dalas que cumplan con las Normas Mexicanas correspondientes.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^6 kg/cm² (2×10^5 MPa). Para diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo, f_y , establecido en las Normas citadas.

La resistencia de diseño en compresión de la mampostería, f_m^* , sobre área bruta, se determina siguiendo el procedimiento de la Norma Mexicana correspondiente

La resistencia de diseño se calculará como:

$$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5c_m} \quad (5.60)$$

Donde:

f_m = Media de la resistencia a compresión de las pilas , corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta.

c_m = Es el coeficiente de variación de la resistencia de las pilas ensayadas, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15

Ver tablas C.4, C.5 y C.6 de los Apéndices.

La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m^* , sobre el área bruta de la diagonal, se determinará con alguno de los dos procedimientos indicados en las normas

La resistencia de diseño a compresión diagonal, v_m^* , será igual a

$$v_m^* = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5c_v} \quad (5.61)$$

Donde

v_m = Media de la resistencia a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga.

c_v = Es el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión diagonal de muretes, que en ningún caso no tomará menor que 0.20

(Ver tabla C.7 de los Apéndices).

Cuando una carga concentrada se trasmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6f_m^*$

Se considerará que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas. Cuando se requiera esta resistencia, deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario.

El módulo de elasticidad para mampostería de tabiques y bloques de concreto se define como:

$$E = 800f_m^* \text{ para cargas de corta duración.}$$

$$E = 350f_m^* \text{ para cargas sostenidas.} \quad (5.62)$$

Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, exceptuando las de concreto:

$$E = 600f_m^* \text{ para cargas de corta duración.}$$

$$E = 350f_m^* \text{ para cargas sostenidas.} \quad (5.63)$$

El módulo cortante de la mampostería se tomara como:

$$G = 0.40E \quad (5.64)$$

5.6.3 Especificaciones generales de análisis y diseño.

El dimensionamiento y detallado de elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título VI del Reglamento y en sus Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Título VI. Adicionalmente, se diseñarán las estructuras por durabilidad.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea por lo menos igual al valor de diseño de la fuerza o del momento, internos.

Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad, para que la expectativa de vida útil sea por lo menos de 50 años.

5.6.3.1 Hipótesis para la obtención de resistencia de diseño a flexión.

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará

con el criterio de resistencia a flexocompresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

- a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión son resistidos únicamente por el acero de refuerzo.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- f) A menos que los ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

En muros con piezas huecas, en los que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de f_m^* de las piezas huecas sin relleno en la zona a compresión.

Los muros sometidos a momentos flexionantes, perpendiculares a su plano podrán ser confinados o bien reforzados interiormente. En este último caso, podrá determinarse la resistencia a flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces el espesor del muro, t .

5.6.3.2 Análisis por cargas verticales.

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto monolíticas o prefabricadas, se supone que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro-losa, la rigidez de los muros es nula y que los muros sólo quedan cargados axialmente.

En el análisis se deberá considerar la interacción que pueda existir entre el suelo, la cimentación y los muros.

Será admisible determinar las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una superposición de cargas por áreas tributarias. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos flexionantes siguientes:

- a) Los momentos flexionantes que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los 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 flexionantes debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior, en muros extremos.

5.6.4 Diseño de mampostería reforzada interiormente.

Es aquella 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 de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado, deberán cumplirse los siguientes requisitos (Fig. 5.12 y 5.13).

Para diseño por sismo se usará $Q= 1.5$.

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en las Normas respectivas.

La suma de la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007. Cuando se emplee acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia especificado mayor que 4200 kg/cm² (420 MPa), las cuantías de refuerzo se podrán reducir multiplicándolas por 4200/ f_y , en kg/cm² (420/ f_y , en MPa).

Deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 (9.5 mm de diámetro) con esfuerzo especificado de fluencia de 4200 kg/cm² (420 MPa), o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en la intersecciones entre muros o a cada 3 m. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor que seis veces el espesor del mismo, ni mayor que 800 mm .

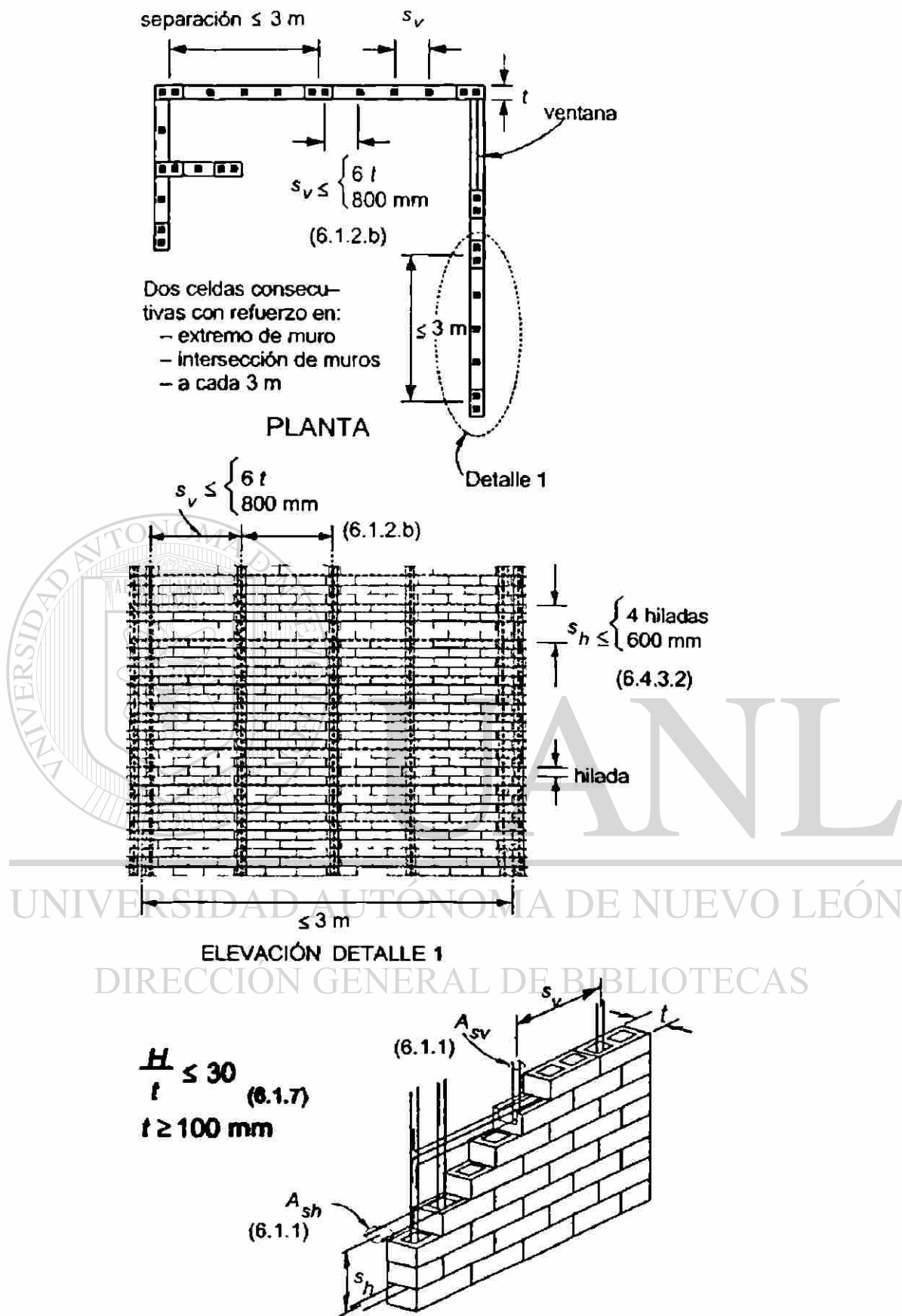


Fig. 5.12 Requisitos para mampostería con refuerzo interior.

Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura. Los dispositivos deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño por fuerza cortante del muro transversal, dividida por el factor de resistencia correspondiente. En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal.

El espesor de los muros, t , no será menor que 100 mm y la relación de la altura al espesor del muro, H/t , no excederá de 30.

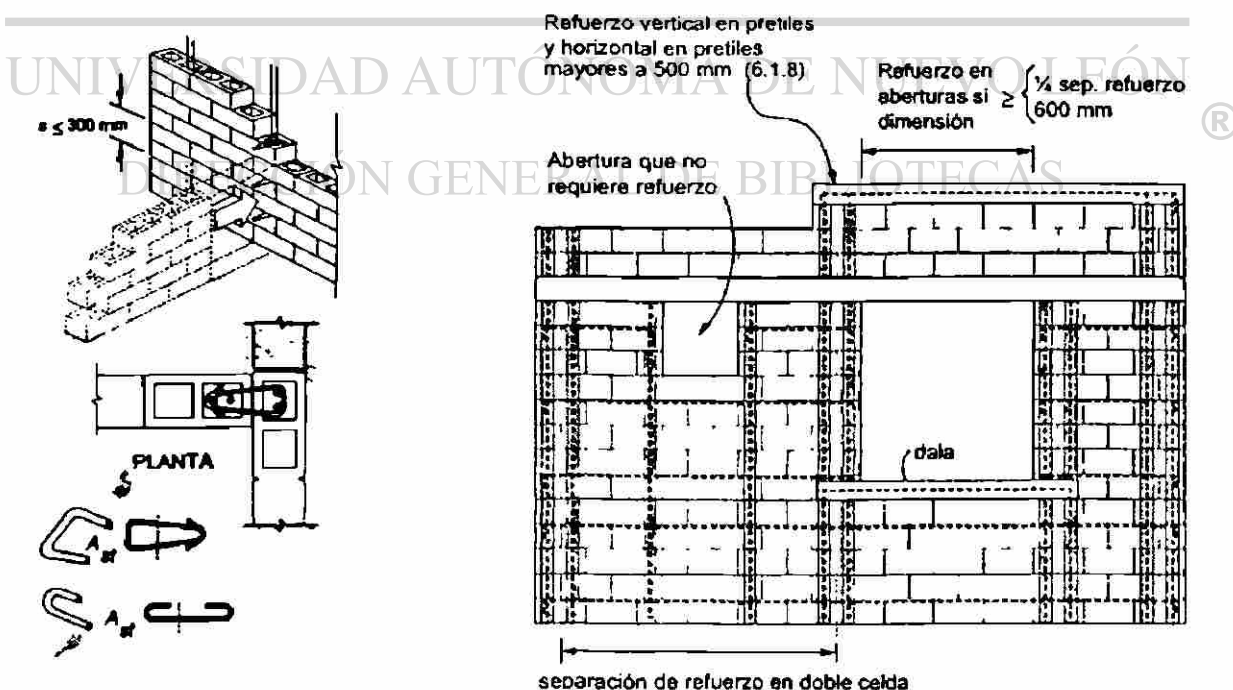


Fig. 5.13 Conectores y refuerzo en aberturas y pretilas.

Para determinar la resistencia de un muro de mampostería a flexión simple, el R.D.F., plantea la siguiente ecuación:

$$M_u = F_R A_s f_v d' \quad (5.65)$$

Donde:

A_s = es el área de acero colocada en el extremo del muro.

d' = la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación:

$$M_R = F_R M_O + 0.30 P_u d; \text{ si } P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (5.66)$$

$$M_R = (1.5 F_R M_O + 0.15 P_u d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right); \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (5.67)$$

Donde

P_u = Carga axial de diseño a compresión sobre el muro.

d = distancia entre el centroide del acero en tensión y la fibra a compresión máxima.

P_R = Resistencia de compresión axial.

F_R = Se tomará igual a 0.80 si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.60 en caso contrario.

La fórmula general para determinar la carga vertical resistente está dada por la siguiente expresión:

$$P_R = F_R F_f (f_m * A_T + \sum A_i f_i) \leq 1.25 F_R F_f f_m * A_T \quad (5.68)$$

Donde

P_R = Carga vertical resistente.

F_R = Se tomará como 0.6, para muros confinados o reforzados interiormente y como 0.30 para muros no reforzados ni confinados.

$f_m *$ = Resistencia de diseño en compresión de la mampostería.

F_f = Factor de reducción por excentricidad y esbeltez. Podrá tomarse un valor de 0.70 para muros interiores que

soporten claros que no difieran en más del 50 % y como 0.6

para muros extremos o con claros asimétricos y para casos

en que la relación de carga viva y carga muerta de diseño

excede a uno. Además de que la excentricidad de la carga

axial aplicada deberá ser menor que $t/12$ y sin fuerzas

significativas actuando en la dirección normal al plano del

muro y la relación H/t debiera ser menor que 20. En casos

de no cumplir con ninguna de las condiciones anteriores,

será el que resulte menor de los anteriores y la ecuación

siguiente:

$$F_t = \left(1 - 2 \frac{e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad (5.69)$$

Donde

t = Espesor del muro.

e' = es la excentricidad calculada para la carga vertical,

$e_c = t/2 - b/3$, excentricidad con que se trasmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en

muros extremos, más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$. Donde t es el espesor del muro y b es la longitud de apoyo de una losa soportada por el muro.

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

k = Factor de altura efectiva del muro, según el criterio

siguiente: igual a 2, para muros no restringidos al

desplazamiento lateral en su extremo superior; 0.80

para muros limitados por dos losas continuas en

ambos lados del muro, e igual a 1, para muros

extremos en que se apoyan losas.

La fuerza cortante resistida por la mampostería está determinada por la expresión siguiente:

$$V_R = F_R(0.85v_m * A_f), \quad \text{para muros diafragma.}$$

$$V_{mR} = F_R(0.5v_m * A_f + 0.3P) \leq 1.5F_Rv_m * A_f, \quad \text{para otros muros.} \quad (5.70)$$

Donde

P = Carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga (Positiva en Compresión y se desprecia en el caso de Tensión).

$v_m *$ = Esfuerzo cortante medio de diseño, y no deberá exceder de 6 kg/cm², a menos que los ensayos de acuerdo a las normas alcancen valores mayores.

F_R = Factor de reducción de resistencia, igual a 0.70 para muros

diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior y

0.40 para muros no confinados ni reforzados. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h , no excederá de cuatro hiladas o 600 mm. Si se coloca acero de refuerzo horizontal para resistir fuerza cortante, la cuantía de acero de refuerzo horizontal, ρ_h , no será inferior a $3/f_{yh}$, si se usan kg/cm² ($0.3/f_{yh}$ si se usan MPa) ni al valor que resulte de la expresión siguiente

$$\rho_h = \frac{V_m R}{F_R f_{yh} A_T} \quad (5.71)$$

En ningún caso ρ_h será mayor que $0.3f_m^*/f_{yh}$ ni que $12/f_{yh}$ para piezas macizas, ni que $9/f_{yh}$ para piezas huecas si se usan kg/cm^2 $1.2/f_{yh}$ y $0.9/f_{yh}$, respectivamente, si se usan MPa).

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_sR , se calculará como:

$$V_sR = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T \quad (5.72)$$

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal, η , se determinará con el criterio siguiente: η es igual a 0.6 para el caso de $\rho_h f_{yh} \leq 6 \text{ kg/cm}^2$, y 0.20 para el caso de $\rho_h f_{yh} \geq 9 \text{ kg/cm}^2$

Para valores de $\rho_h f_{yh}$ comprendidos entre 6 y 9 kg/cm^2 (0.6 y 0.9 MPa), η se hará variar linealmente.

No se permite el uso de escalerillas para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

5.7 EJEMPLOS DE DISEÑO

5.7.1 Muro sometido a carga de compresión axial excéntrica

Ejemplo 5.1

Diseño de un muro de mampostería de concreto, que soporta una carga vertical de 4.38 kN/m (300 lb/pie) con una excentricidad de 10 cm (4 pulg) y adicionalmente se añade una carga lateral de 0.96 kN/m^2 (20 lb/pie^2). El muro tiene una altura de 4.80 m (16 pies) y se encuentra simplemente apoyado en los bordes superior e inferior respectivamente; ver Fig. 5.14(a).

Considerar una resistencia a la compresión de la mampostería de 13.80 MPa (2000 lb/pulg^2).

(a) Diseño por método de esfuerzos de trabajo de acuerdo al los Reglamentos *ACI530/ASCE5/TMS402*.

(b) Diseño por método de resistencia, de acuerdo con el procedimiento de diseño de muros esbeltos del Reglamento *UBC*.

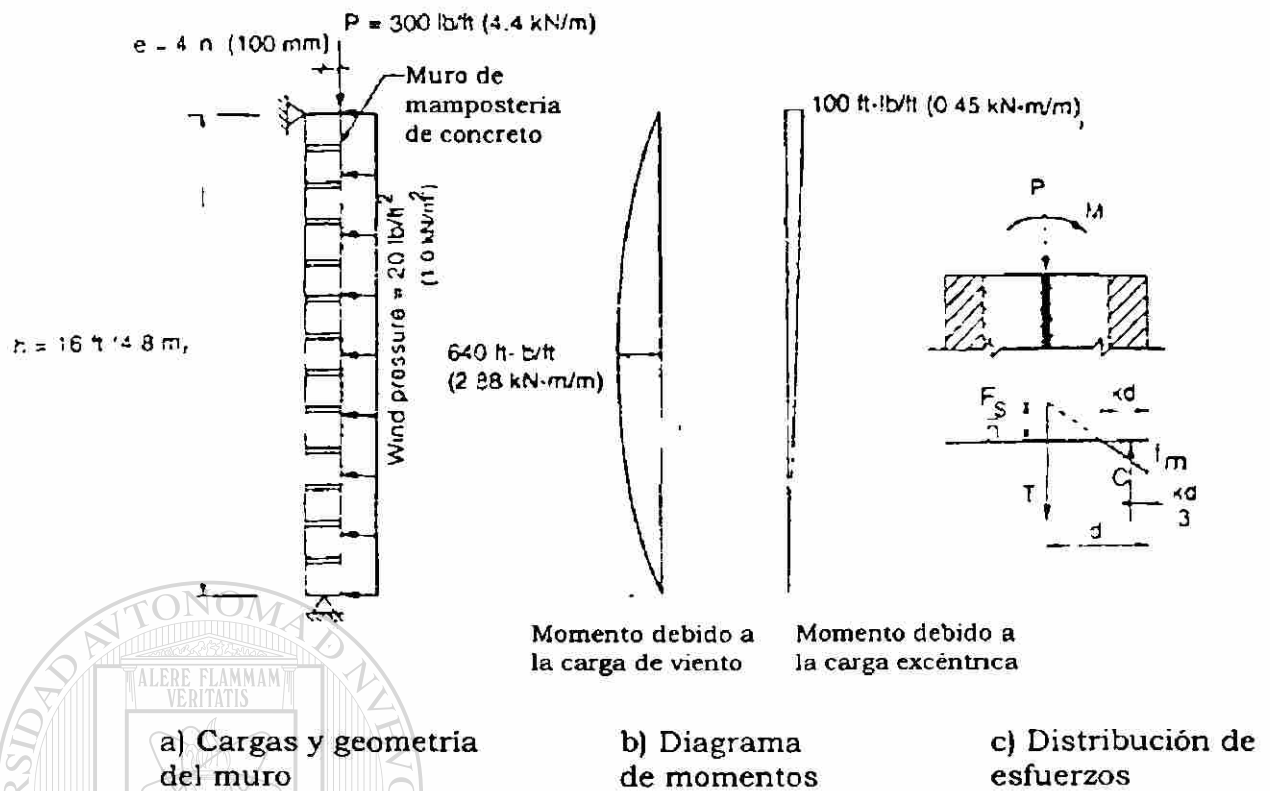


Fig. 5.14 Muro de mampostería reforzada del ejemplo 5.1

Solución A:

Proponemos un muro de 20 cm (8 pulg) de espesor, reforzado con varillas de acero grado 60 (414 MPa) y relleno parcial de las celdas de la mampostería con mortero, y con espaciamento del acero de refuerzo a cada 1.20 m (4 pies).

A.1 Esfuerzos permisibles.

Tensión permisible en acero grado 60 165.60 MPa (24,000 lb/pulg²)

Compresión permisible en mampostería.

$$1/3f_m = (1/3)(13.80) = \underline{4.60 \text{ MPa}} \text{ (667 lb/pulg}^2\text{)}$$

Ambos esfuerzos pueden incrementarse en 1/3 cuando se involucren cargas de viento o sismo en el diseño.

A.2 Ancho efectivo.

Considerando que la mampostería está colocada en forma de *unión en serie*, el ancho efectivo b debe ser el que resulte menor de:

$$6t = 6(20) = 120 \text{ cm (48 pulg)}$$

$$s = 120 \text{ cm (48 pulg) separación del acero de refuerzo}$$

$$183 \text{ cm (72 pulg)}$$

$$\text{resulta } \underline{b = 120 \text{ cm (48 pulg)}}$$

El equilibrio de fuerzas internas se revisará sobre una longitud de muro de 1.20 m (4 pies), ver Fig. 5.14(c).

A.3 Considerando que el esfuerzo del acero gobierna el diseño.

El esfuerzo de compresión en la mampostería se revisará más adelante.

A.4 Cargas a media altura del muro.

$$\text{Peso propio del muro} = P_{pm}$$

$$P_{pm} = 2.63 \text{ kN/m}^2 \text{ (55 lb/pie}^2\text{)}$$

$$P_{\text{med-alt}} = (2.63)(4.80/2) + 4.38 = 6.32 + 4.38 =$$

$$= \underline{10.69 \text{ kN/m}^2 \text{ (223 lb/pie}^2\text{)}}$$

Inicialmente se supone que kd es menor que el espesor de la pared de la celda rellena de la unidad de mampostería (caso de sección rectangular).

A.5 Relación modular.

$$n = E_s / E_m = (200,100 \text{ MPa} / 13,800 \text{ MPa})$$

$$= (29,000,000 \text{ lb/pulg}^2 / 2,000,000 \text{ lb/pulg}^2)$$

$$n = 15$$

A.6 Por Sumatoria de fuerza verticales:

$$(5.9) \quad P = C_m - T$$

$$(5.15) \quad C_m = \frac{F_s}{n} \left(\frac{kd}{d - kd} \right) \frac{kdb}{2}$$

$$(5.16) \quad T = A_s F_s$$

$$C_m = \frac{F_s}{n} \left(\frac{kd}{d - kd} \right) \frac{kdb}{2}$$

$$C_m = \frac{(4/3)(16,560)}{15} \left(\frac{kd}{\frac{20}{2} - kd} \right) \frac{kd(120)}{2} = (1,472) \left(\frac{kd}{10 - kd} \right) 60kd$$

$$T = A_s F_s = (4/3)(16,560) A_s = (22,080) A_s$$

$$P = P_{med-alt} = 10.69 \text{ kN/m}^2 \text{ (223 lb/pie}^2\text{)}$$

$$P = 10.69 (1.2) = 12.83 \text{ kN}$$

$$P = C_m - T$$

$$12.83 = (1,472) \left(\frac{kd}{10 - kd} \right) 60kd - (22,080)A, \quad (5.58)$$

A.7 El Momento a media altura:

$$M_{\text{media-altura}} = \frac{W_{\text{viento}} l^2}{8} + \frac{Pe}{2}$$

$$M_{\text{media altura}} = \frac{(0.96)(4.8)^2(1.2)}{8} + \frac{(4.38)(1.2)(0.10)}{2}$$

$$M_{\text{media altura}} = 3.32 + 0.26 = \underline{3.58 \text{ kN-m}} \quad (2.64 \text{ Klb-pie})$$

A.8 Sumatoria de momentos alrededor del eje central del muro

$$(5.12) \quad M = C_m \left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3} \right)$$

$$(3.58)(1000)(100) = 358,000 = (1,472) \left(\frac{kd}{10 - kd} \right) 60kd \left(\frac{20}{2} - \frac{kd}{3} \right)$$

$$358,000 = 883,200 kd^2 - 29,440 kd^3 \left(\frac{1}{10 - kd} \right)$$

$$358,000(10 - kd) = 883,200 kd^2 - 29,440 kd^3$$

$$3,580,000 - 358,000kd = 883,200 kd^2 - 29,440 kd^3$$

$$29,440 kd^3 - 883,200 kd^2 - 358,000kd + 3,580,000$$

$$kd = \underline{1.87 \text{ cm}} \quad (0.74 \text{ pulg})$$

Una vez resuelta la ecuación, se obtiene el valor de $kd = 1.87 \text{ cm} \leq 3.50 \text{ cm}$ (espesor de pared de celda), entonces la suposición inicial que

el eje neutro está dentro del espesor de la celda es correcta y, consecuentemente, las ecuaciones empleadas en el diseño también lo son.

A.9 Acero de refuerzo.

Sustituyendo el valor de kd en la ecuación 5.58, se obtiene el área de acero requerida.

$$(5.58) \quad 12.83 = (1,472) \left(\frac{kd}{10 - kd} \right) 60kd - (22,080)A_s,$$

$$12.83 = (1,472) \left(\frac{1.87}{10 - 1.87} \right) 60(1.87) - (22,080)A_s,$$

$$(12.83)(1000) = 37,988.46 - (22,080)A_s,$$

$$(22,080) A_s = 37,988.46 - 12,830$$

$$A_s = \underline{1.14 \text{ cm}^2 / 1.20 \text{ m}} \quad (0.17 \text{ pulg}^2 / 4 \text{ pies})$$

Utilizar una varilla # 4 a cada 1.20 m proporciona más acero de refuerzo que el requerido ($1.29 \text{ cm}^2 > 1.14 \text{ cm}^2$), lo cual resulta satisfactorio.

A.10 Revisión del esfuerzo de compresión en la mampostería.

De (5.14) se tiene
$$f'_m = \frac{F_s}{n} \frac{kd}{d - kd}$$

$$f'_m = \frac{(16,550)(4/3)}{15} \frac{(1.87)}{(10-1.87)}$$

$$f'_m = 338.37 \text{ N/cm}^2 = 3383.7 \text{ kN/m}^2 = 3.38 \text{ MPa (490 lb/pulg}^2\text{)}$$

$$f'_m = 3.38 \text{ MPa} < F_m$$

$$F_m = (1/3)(13.80)(4/3) = 6.13 \text{ MPa (888.40 lb/pulg}^2\text{)}$$

$$> 3.38 \text{ MPa (490 lb/pulg}^2\text{)}$$

La consideración inicial de que el acero de refuerzo gobierna el diseño es correcta (el esfuerzo de tensión controla el diseño).

A.11 Revisión por efecto de esbeltez.

Esfuerzo de compresión en la mampostería debido a la carga axial:

$$(5.47) \quad F_a = \frac{f'_m}{4} \left(1 - \left(\frac{kh}{140r} \right)^2 \right) \quad \text{para } \frac{kh}{r} \leq 99$$

$$(5.34) \quad r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

A.12 Determinación de la inercia.

Considerando que el muro está formado por unidades de mampostería con celdas huecas:

$$I = \frac{1}{12} bt^3 - \frac{1}{12} bt_{hueco}^3 \quad (5.59)$$

$$I = \frac{1}{12} (120)(20)^3 - \frac{1}{12} (120)(13.0)^3 = \underline{58,030 \text{ cm}^4} \text{ (1,394 pulg}^4\text{)}$$

A.13 Determinación del área neta.

$$A_n = (120)(3.5)(2) = \underline{840 \text{ cm}^2} \text{ (130.20 pulg}^2\text{)}$$

A.14 Determinación del radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{58,030}{840}} = \underline{8.31 \text{ cm}} \text{ (3.27 pulg)}$$

A.15 Determinación de la carga axial permisible.

$$\frac{kh}{r} = \frac{(1)(480)}{8.31} = 57.75 < 99, \text{ entonces}$$

$$F_a = \frac{f'_m}{4} \left(1 - \left(\frac{kh}{140r} \right)^2 \right) = \frac{13.80}{4} \left(1 - \left(\frac{(1)(480)}{140(8.311)} \right)^2 \right) = \underline{2.86 \text{ MPa}} \text{ (414 lb/pulg}^2\text{)}$$

De (5.8), el esfuerzo actuante resulta:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{12.83}{840} = 0.015 \text{ kN/cm}^2 = 152.73 \text{ kN/m}^2 =$$

$$= \underline{0.15 \text{ MPa}} \text{ (21.73 lb/pulg}^2\text{)}$$

0.15 MPa < 2.86 MPa cumple la condición que $f_a < F_a$

El efecto de esbeltez no controla el diseño.

Solución B:

Método de Diseño de muros esbeltos del Reglamento UBC.

Se propone un muro de 15 cm (6 pulg) de espesor, considerando las mismas características de la mampostería, además del mismo tipo de arreglo de cargas empleado en la solución A, pero ahora se considerará el relleno total de las celdas “huecas” de la mampostería.

B.1 Revisión de condiciones.

El esfuerzo axial provocado por las cargas sin factorizar deberá cumplir la condición de ser $\leq 0.04 f_m$.

$$(5.50) \quad f_o = P / A \leq 0.04 A f'_m$$

$$0.04 f_m = 0.04(13.80) = 0.552 \text{ MPa (80 lb/pulg}^2\text{)}$$

$$P_o = 4.38 \text{ kN/m (300 lb/pie)}$$

$$P_{pm} = 2.20 \text{ kN/m}^2 \text{ (46 lb/pie}^2\text{)}$$

$$P_w = P_{med-alt} = (2.20)(4.80)(0.50) = 5.28 \text{ kN/m (361 lb/pie)}$$

$$f_o = \frac{P_w + P_o}{A_n} = \frac{(5.28 + 4.38)}{(1)(0.15)} = 64.40 \text{ kN/m} = \underline{0.0644 \text{ MPa (9.33 lb/pulg}^2\text{)}}$$

0.0644 MPa < 0.552 MPa, cumple con la condición.

El método de diseño por resistencia del Reglamento UBC, establece que para el diseño de muros esbeltos se deben emplear las cargas últimas, de modo que

$$p_u = 1.70 (0.96) = 1.63 \text{ kN/m}^2 (34 \text{ lb/pie}^2)$$

$$P_{ou} = 1.4(4.38) = 6.13 \text{ kN/m} (419 \text{ lb/pie})$$

$$P_{wu} = 1.4(5.28) = 7.39 \text{ kN/m} (506 \text{ lb/pie})$$

$$P_u = P_{ou} + P_{wu} = 6.13 + 7.39 = 13.52 \text{ kN/m} (926 \text{ lb/pie})$$

B.2 Para el cálculo de las deflexiones y del momento nominal de flexión requerido en el diseño, es necesario proponer una cuantía de acero. Como primer tanteo se proponen varillas No. 5 (5/8) a cada 60 cm.

$$A_s = \frac{(2)(100)}{60} = 3.33 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\rho = A_s / bt = 3.33 / (100)(15) = 0.00222$$

B.3 En los cálculos de acuerdo al *UBC*, las propiedades de la sección se determinan utilizando un área efectiva de acero A_{se} , la cual incluye el efecto de la carga axial de compresión, de modo que

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s f_y}{f_y} = \frac{13.522 + (3.33)(414,000) / (100)^2}{414,000} = \frac{151.384}{414,000}$$

$$= 0.0003656 \text{ m}^2 / \text{m} = \underline{3.65 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

B.4 Entonces, la profundidad del área bajo el bloque rectangular de esfuerzos es

$$a = \frac{P_u + A_{se} f_y}{0.85 f'_m b} = \frac{13.522 + 3.65(0.0001)(414000)}{0.85(13.80)(1)} = \frac{164.63}{11730}$$

$$= 0.014035 \text{ m} = \underline{1.40 \text{ cm}} \text{ (0.55 pulg)}$$

B.5 La distancia desde la fibra extrema en compresión, hasta el eje neutro es:

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{1.40}{0.85} = \underline{1.65 \text{ cm}} \text{ (0.64 pulg)}$$

B.6 Entonces la capacidad de momento nominal es:

$$M_n = A_{se} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3.65(0.0001)(414,000) \left[(0.01)(15/2) - \frac{(1.40)}{2} \right] = 7.93 \text{ kN-m/m}$$

$$\phi M_n = 0.80(7.939) = \underline{6.34 \text{ kN-m/m}} \text{ (15.35 klb-pie/pie)} \quad \text{®}$$

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

B.7 Para determinar el momento último factorizado deben incluirse, los efectos de la deflexión debido a cargas factorizadas. De esta forma, tomando el módulo de elasticidad de la mampostería como:

$$E_m = 750 f'_m = 750 (13.80) = 10,350 \text{ MPa (1,500,000 lb/pulg}^2\text{)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{200,100}{10,350} = 19.33$$

B.8 Debido al enfoque empleado en las fórmulas del *UBC*, para muros esbeltos, se permiten los cálculos del momento de inercia de la sección agrietada I_{cr} utilizando el área efectiva de acero A_{se} .

Se considera al elemento como si estuviera sujeto a un momento flector sin carga axial, y la profundidad del eje neutral c se calcula según las condiciones de cargas últimas. Este enfoque proporciona una aproximación aceptable del valor de I_{cr} . De esta forma, utilizando el área de acero transformada nA_s

$$I_{cr} = nA_{se}(d - c)^2 + bc^3 / 3 = 19.33(3.65)(7.5 - 1.65)^2 + (100)(1.65)^3 / 3$$

$$= 2,564 \text{ cm}^4/\text{m} \text{ (18.77 in}^4/\text{ft)}$$

B.9 De manera conservadora, se pueden calcular las deflexiones utilizando el momento de inercia de la sección agrietada. No obstante, para juzgar qué tan conservador puede ser esto, el momento necesario para producir el agrietamiento, M_{cr} , se puede calcular para lo que el *UBC* especifica que el módulo de ruptura f_r , para unidades de mampostería con celdas rellenas, es:

$$M_{cr} = f_r S_{volada} = 0.33 \sqrt{f'_m} S_{volada} = 0.33 \sqrt{(13.80)} (100)(15)^2 (0.000001) / 12(7.5)$$

$$= 4,597 \text{ N-m/m} = \underline{4.59 \text{ kN-m/m}} \text{ (11.11 klb-pie/pie)}$$

B.10 Para calcular el momento debido a cargas factorizadas y considerando la deflexión del muro, se requiere un valor estimado de Δ . Empleando el momento de inercia agrietado y el momento nominal, se puede estimar un valor a partir de

$$\Delta_{v \text{ estimado}} = \frac{5M_n h^2}{48E_m I_{cr}} = \frac{5(7.93)(4.8)^2}{48(2,564)(.00000001)(10,350,000)}$$

$$= 0.0717 \text{ m} = \underline{7.17 \text{ cm}} \text{ (2.82 pulg)}$$

B.11 A media altura del muro, se puede calcular el momento estimado debido a las cargas factorizadas, el cual incluye una deflexión estimada de 7.17 cm partiendo de la siguiente expresión:

$$(5.51) \quad M_{u \text{ estimado}} = \frac{p_v h^2}{8} + P_{ou} \frac{e}{2} + (P_{wu} + P_{ou})(\Delta_{u \text{ estimada}})$$

$$= \frac{1.63(4.80)^2}{8} + 6.13 \frac{0.10}{2} + 13.52(0.0717) = \underline{5.97 \text{ kN-m/m}} \text{ (14.45 klb-pie/pie)}$$

B.12 Debido a que este momento no es muy grande, comparado con el momento de agrietamiento, se puede trabajar con los efectos de los momentos de inercia de la sección agrietada y de la sección sin agrietar lo que definitivamente es tomado en cuenta en la ecuación 5.55. De manera conservadora, y debido a que el momento de agrietamiento es más de la mitad del momento último para este problema, son considerados como iguales y el momento efectivo de inercia I_{eff} se puede

calcular, donde el momento de inercia de la sección sin agrietar I_g resulta:

$$I_g = \frac{bt^3}{12} = \frac{(100)(15)^3}{12} = 28,125 \text{ cm}^4 \text{ (676 pulg}^4\text{)}$$

$$\frac{1}{I_{eff}} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{I_{cr}} + \frac{1}{I_g} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2564} + \frac{1}{28125} \right) = 0.000212$$

$$I_{eff} = \underline{4,699 \text{ cm}^4 \text{ (112.9 pulg}^4\text{)}}$$

B.13 La deflexión total se puede determinar mediante la ecuación 5.57 donde:

$$P_u = P_{wu} + P_{ou} = 7.39 + 6.13 = \underline{13.52 \text{ kN/m (926 lb/pie)}}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E_m I_{eff}}{h^2} = \frac{\pi^2 (10350)(4699)(0.00000001)}{(4.80)^2} = 0.208 \text{ MPa (30.14 lb/pulg}^2\text{)}$$

$$= \underline{208.33 \text{ kN/m (14,270 lb/pie)}}$$

$$(5.57) \quad \Delta_u = \left(\frac{5}{384} \frac{p_u h^4}{E_m I_{eff}} + \frac{1}{16} \frac{P_{ou} e h^2}{E_m I_{eff}} \right) \left(\frac{1}{1 - P_u / P_c} \right)$$

$$\Delta_u = \left(\frac{5}{384} \frac{(1.63)(4.80)^4}{(10,350,000)(0.00004699)} + \frac{1}{16} \frac{(6.13)(.10)(4.80)^2}{(10,350,000)(0.00004699)} \right) \left(\frac{1}{1 - 13.52/208.33} \right)$$

$$= (0.0232 + 0.00181)(1.07) = 0.0267 \text{ m} = \underline{2.67 \text{ cm (1.05 pulg)}}$$

Este valor de 2.67 cm (1.05 pulg) resulta considerablemente menor que el valor estimado de 7.17 cm (2.82 pulg), el cual fue empleado anteriormente, de esta forma I_{eff} , en consecuencia, resulta aún más conservador.

B.14 El momento último factorizado

$$(5.51) \quad M_u = \frac{P_u h^2}{8} + P_{ou} \frac{e}{2} + (P_{wu} + P_{ou}) \Delta_u$$

$$= \frac{(1.63)(4.80)^2}{8} + 6.13 \frac{0.10}{2} + (6.13 + 7.39)(0.0267)$$

$$= 4.69 + 0.306 + 0.360 = \underline{5.35 \text{ kN-m/m}}$$

Debido a que con $M_u \leq \phi M_n$ se satisface el criterio de resistencia, se puede colocar a una mayor separación el acero de refuerzo.

B.15 Para cargas de servicio, la deflexión máxima permisible está dada por:

$$(5.51) \quad \Delta_{\text{limite}} = 0.007h$$

$$= 0.007 (4.8) = 0.0336 \text{ m} = \underline{3.36 \text{ cm}} \text{ (1.32 pulg)}$$

B.16 El momento para cargas de servicio M_s se puede calcular como antes; pero ahora empleando las cargas sin factorizar y la deflexión debida a cargas de servicio, de modo que,

Conservadoramente se puede tomar $\Delta_{\text{limite}} = \Delta_s = 0.0036m$

$$M_s = \frac{ph^2}{8} + P_o \frac{e}{2} + (P_w + P_o)\Delta_s = \frac{(0.6)(4.80)^2}{8} + 4.38 \frac{0.10}{2} + (4.38 + 5.28)(0.0336)$$

$$= 2.76 + 0.219 + 0.324 = \underline{3.30 \text{ kN-m/m}} \text{ (7.98 klb-pie/pie)}$$

B.17 De modo que el momento M_s es menor que M_{cr} calculado anteriormente, por lo cual se considera que el muro no se agrietará por las cargas de servicio, y de la ecuación 5.54

$$\Delta_s = \frac{5 M_s h^2}{48 E_m I_g} = \frac{5}{48} \frac{3.30(4.8)^2}{10350000(0.00028125)} = 0.00272 \text{ m}$$

$$= \underline{0.272 \text{ cm}} \text{ (0.10 pulg)}$$

De esta forma queda cubierto el criterio de deflexión.

El ejercicio anterior muestra la solución al problema planteado mediante dos métodos analíticos que existen; método de diseño por esfuerzos de trabajo y método de diseño por última resistencia y estados límite. En el primero se consideró un relleno parcial de las celdas de la mampostería y un refuerzo que cumple con el mínimo especificado en la mayoría de los reglamentos. Uno de los factores importantes que se debe tomar en cuenta es la relación de esbeltez h/t , ya que en este método no se revisan las deflexiones, por lo que también se restringe la capacidad de carga axial. El procedimiento que se sigue es el de proponer inicialmente una cantidad de acero y después se revisa que no se sobrepasen los esfuerzos permisibles en la mampostería y acero. En cambio, el método de resistencia del Reglamento UBC; precisamente, se aplica para

diseñar muros esbeltos sujetos a muy poca carga axial. A diferencia del método por esfuerzos de trabajo, este método si limita la deflexión del muro sujeto a cargas últimas y de servicio, permitiendo el empleo de muros con espesores más delgados; pero con una mayor cantidad de acero de refuerzo. En este método se permite la amplificación de momentos como una alternativa para considerar los efectos $P-\Delta$. El procedimiento que se sigue también consiste en proponer inicialmente una cantidad de acero y después se revisa el momento último resistente, así como la deflexión en el punto más crítico que recibe cargas de servicio. Cabe mencionar que de acuerdo con el método de diseño por última resistencia, que plantea el UBC para el caso de mampostería con todas las celdas rellenas de mortero (mampostería sólida), se especifica un valor más alto del módulo de ruptura; esto permite considerar que los muros con espesores delgados no se agrietarán si reciben cargas de servicio.

CAPÍTULO 6

COLUMNAS Y PILASTRAS DE MAMPOSTERÍA

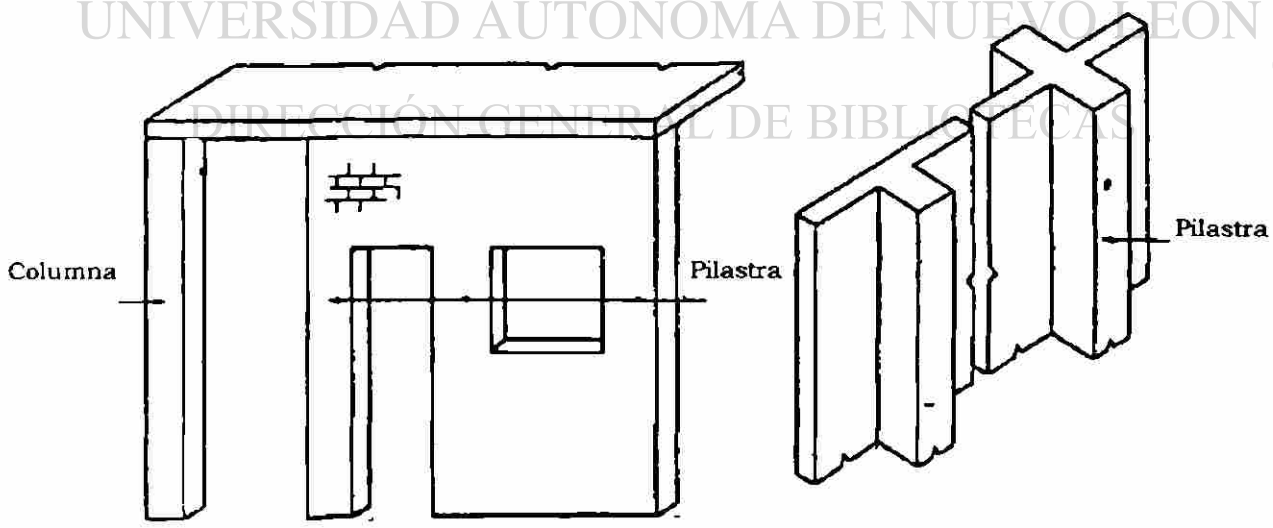


DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS
Fig. 6.1 Construcción de una columna de mampostería.

6.1 Introducción.

Una columna de mampostería es un elemento vertical en compresión, el cual, tiene una relación ancho-espesor (b/t) menor o igual que tres, y comúnmente se construye como un elemento de soporte aislado. Cuando este elemento se encuentra contenido en un

muro, se refieren a él como una pila, ver Fig. 6.2(a). La pila puede ser ensanchada, en dirección fuera del plano; esto con el fin de añadir resistencia y estabilidad al muro. Si la columna se construye de manera integrada con el muro, e interactúa con él para resistir las cargas laterales fuera del plano, recibe el nombre de pilastra. La pilastra contenida en un muro, puede ser proyectada hacia los dos lados del muro si así se prefiere; ver Fig. 6.2(b). La pilastra sirve para soportar la carga vertical concentrada y, a la vez, para rigidizar los muros contra el pandeo lateral. Adicionalmente, el muro puede estar contenido en un claro horizontal, entre pilastras, para soportar la carga lateral. En este caso, la pilastra deberá estar diseñada para el claro vertical y para soportar esas cargas, por flexión, en la dirección vertical.



a) Pilastras y columnas

b) Pilastras como parte del muro

Fig. 6.2 Columnas y pilastras.

Es importante notar que, debido a que las pilastras están por lo general definidas por una sección ensanchada del muro, constituyen una región rígida para la flexión fuera del plano. Debido a que la pilastra representa un cambio en la sección del muro, tiende a ocurrir agrietamiento debido a los movimientos por cambios de temperatura y por contenido de humedad, en la interfase con el muro, y dependiendo del espaciamiento entre pilastras, es común colocar juntas de control en la intersección de las pilastras, con el muro o cerca del mismo. Por lo general, se requieren algunos conectores, en toda la altura del muro, para transmitir el cortante fuera del plano del muro, hacia la pilastra.

La flexión en las columnas puede ocurrir alrededor de sus dos ejes principales, en cuyo caso, la columna deberá diseñarse para resistir la combinación de flexión biaxial y carga axial. Las columnas y las pilastras pueden estar reforzadas o no; pero debido a la vulnerabilidad de las columnas y su significado estructural, se recomienda la inclusión de refuerzo. Los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5 /TMS 402* especifican que todas las columnas deberán estar reforzadas al menos con cuatro varillas, con un porcentaje mínimo de acero de 0.25% y un máximo del 4%. La mayoría de los reglamentos especifican límites mínimos que varían en un intervalo de 0.25% a 0.5%.

La Fig. 6.3 muestra algunos detalles típicos de refuerzo para pilastras y columnas de mampostería. Ambas pueden ser construidas utilizando block estándar, ladrillos, pilastras especiales o mediante unidades que forman huecos de chimeneas.

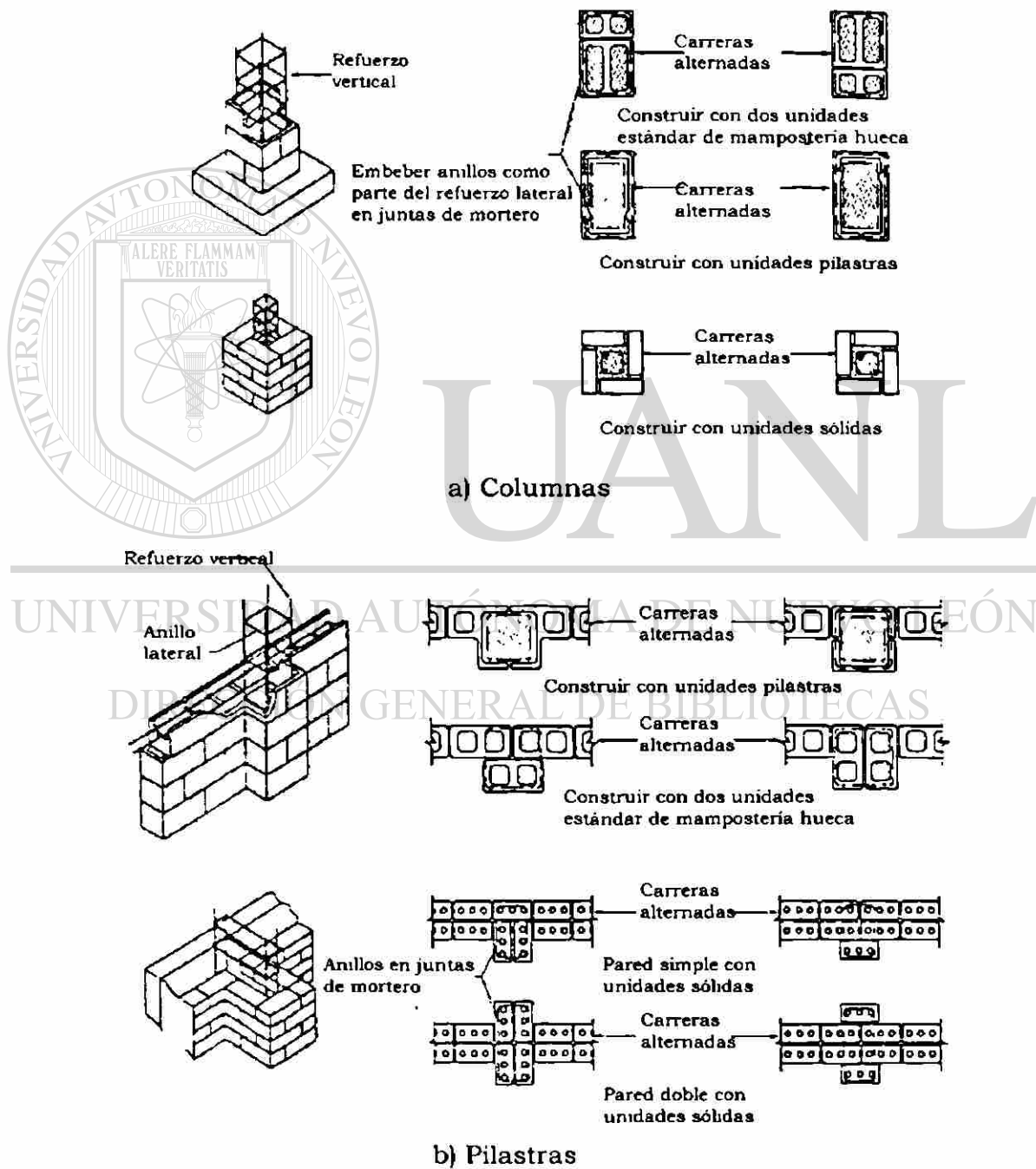


Fig. 6.3 Detalles de columnas y pilastras.

6.2 Comportamiento de las columnas de mampostería.

6.2.1 Introducción.

En comparación con el concreto reforzado, se han realizado relativamente muy pocos estudios que conduzcan a describir el comportamiento de las columnas de mampostería sujetos a la combinación de carga axial y flexión. Por lo tanto, se utilizan los estudios desarrollados para columnas de concreto reforzado, como punto de partida para el desarrollo de métodos racionales de análisis y diseño de columnas de mampostería.

6.2.2 Modos de falla y resistencia a la compresión.

Las investigaciones experimentales muestran que las columnas de mampostería pueden fallar en alguno de los tres modos siguientes:

- Corte vertical a través de la pared de la celda de la mampostería y aplastamiento del núcleo de mortero, condición característica de columnas sin refuerzo.
- Corte simultáneo de la celda de mampostería, aplastamiento del núcleo de mortero, y pandeo del refuerzo vertical entre estribos.

- De manera similar al segundo modo, pero con expulsión de los estribos laterales y pandeo del refuerzo vertical sobre dos o más hileras de block.

El modo de fallar es diferente para columnas reforzadas y para columnas simples, y según la posición del refuerzo vertical. La forma de embeber el refuerzo lateral (estribo) también influye en el modo de fallar y en la resistencia de la columna de mampostería.

Los trabajos experimentales en columnas de mampostería reforzada, cargadas concéntricamente, muestran que el comportamiento de la columna es, en esencia, elástico para cargas superiores al 75% de la carga última.

6.2.3 Efecto de esbeltez.

La esbeltez puede afectar la capacidad de la sección, ya sea como resultado del pandeo o debido a los momentos adicionales de flexión provocados por la deflexión del elemento (efecto $P-\Delta$).

Para columnas esbeltas, los momentos secundarios que provocan los efectos $P-\Delta$ se pueden tomar en cuenta directamente, para la determinación de la capacidad de carga de la sección. La magnitud del momento secundario es una función del nivel de carga axial, en relación

con la carga crítica de pandeo, la cuál depende del módulo de elasticidad, del momento de inercia, y de la altura efectiva de la columna. El Reglamento CSA ha adoptado un procedimiento de amplificación de momentos similar al empleado en el concreto reforzado, para calcular los efectos del momento secundario.

En los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402*, los efectos de esbeltez han sido incluidos en el cálculo del esfuerzo permisible de compresión y en ellos se estipula una carga axial máxima basada en la ecuación de pandeo de *Euler*. Los efectos de esbeltez pueden expresarse como una función de kh/r . El valor k es un coeficiente que define la altura efectiva, dependiendo de las condiciones en los extremos, o de la forma del diagrama de momento, sobre la altura libre de la columna, h .

El radio de giro de la sección transversal se define como $r = \sqrt{I/A}$. La Fig. 6.4 ilustra la capacidad de soportar carga axial de una columna; en función de su relación kh/r , expresándola mediante las relaciones de pandeo elástico e inelástico. Existen tres estados límites:

- Para valores bajos de kh/r (columnas cortas), la capacidad está limitada por la resistencia del material.
- Para valores altos de kh/r (columnas esbeltas), la falla o estabilidad de la columna está controlada por el pandeo elástico.

- Para valores intermedios de kh/r , el pandeo inelástico controla la capacidad de la columna.

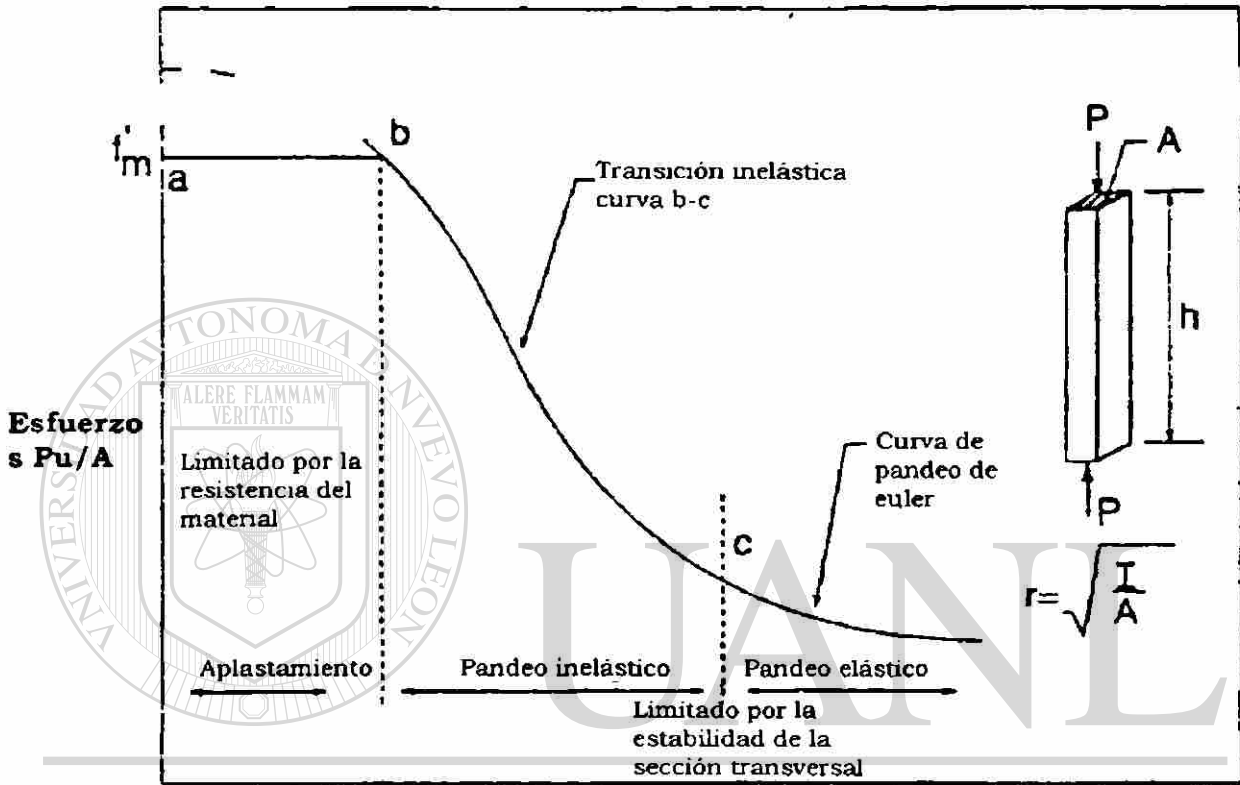


Fig. 6.4 Efecto de esbeltez sobre la capacidad a compresión de columnas de mampostería.

6.3 Diseño de columnas.

6.3.1 Consideraciones de diseño.

Las consideraciones de diseño, en columnas, dependen de un gran número de factores de restricción, de los que se hablará en seguida:

6.3.1.1 Excentricidad mínima.

Las columnas rara vez están sujetas a cargas axiales perfectamente concéntricas. Deben considerarse en el diseño las excentricidades, debidas a imperfecciones durante la construcción, tales como: la continuidad de la estructura, las cargas laterales, y las excentricidades donde se aplican las cargas axiales. Muchos de los reglamentos de mampostería establecen una excentricidad mínima de $0.1t$ alrededor de cada eje de la columna, donde t es la dimensión de un lado de la columna. Para mampostería sin refuerzo se definió un valor de excentricidad mínima de $0.05t$. En caso de existir una excentricidad real superior a la mínima, deberá de emplearse el valor de ésta.

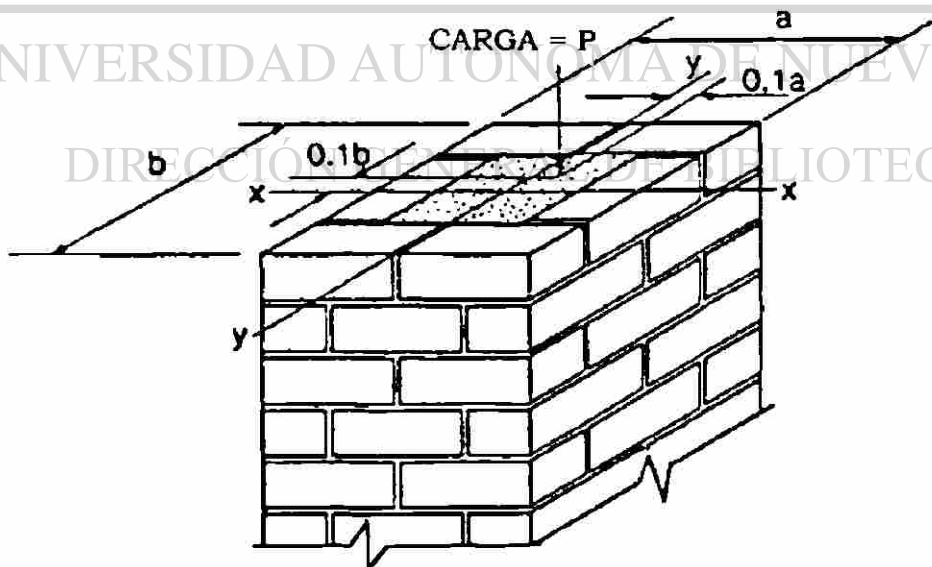


Fig. 6.5 Excentricidad mínima de diseño (*ACI 530, ASCE 5, TMS 402*).

6.3.1.2 Altura efectiva.

La altura efectiva de una columna se define como la distancia entre los puntos de inflexión. Debido a que la esbeltez tiene un marcado efecto sobre la capacidad de la columna, se vuelve muy importante la selección de la altura efectiva en el diseño. La altura efectiva depende de las restricciones en los extremos superior e inferior de la columna. La Fig. 6.6 muestra algunos valores de alturas efectivas recomendadas para varias condiciones de restricción, como están especificadas en los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402*. En los casos donde controle la excentricidad mínima, o donde se tenga una duda concerniente a las restricciones de los extremos de las columnas, se recomienda usar una altura efectiva igual a la altura libre entre entrespisos.

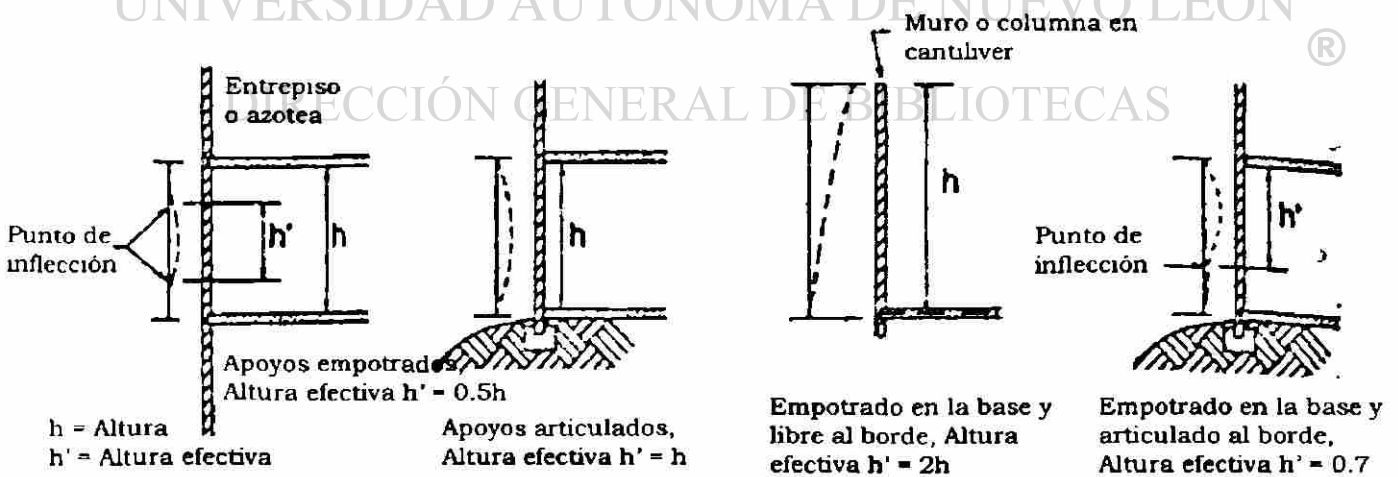


Fig. 6.6 Altura efectiva de columnas de mampostería.

6.3.1.3 Dimensión mínima.

Debido a la importancia estructural de las columnas y su vulnerabilidad como elementos aislados, la mayoría de los reglamentos especifican un espesor nominal de 8 pulg (20 cm) como mínimo, y en áreas de alta actividad sísmica, los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402*, especifican una dimensión mínima de 12 pulg (30 cm).

6.3.1.4 Máxima relación h/t .

Algunos reglamentos establecen límites máximos en las relaciones de altura efectiva a mínimo espesor, h/t . Los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/ TMS 402* y *CSA* limitan este valor en 25, mientras que el Reglamento Australiano y Británico limitan esta relación h/t a un valor de 27.

6.3.1.5 Refuerzo.

Los Reglamentos *ACI 530/ ASCE 5 /TMS 402* especifican que todas las columnas de mampostería estén reforzadas con al menos 4 varillas, con un área entre 0.0025 y 0.04 veces el área de la sección transversal de la columna, y que deberán estar confinadas con anillos o estribos de al menos 6.3 mm de diámetro, espaciados a no más de 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal, 48 veces el diámetro del anillo o estribo o la menor dimensión de la columna.

6.3.2 Diseño para carga axial y flexión.

En el diseño de columnas sujetas a carga axial y flexión existen básicamente dos casos; en función de la magnitud de la excentricidad virtual de la carga, la cual está definida por $e=M/P$. La división entre los dos casos es la excentricidad que produce un esfuerzo cero en la fibra extrema, la cual quedó definida por una distancia al núcleo

$$e_k = \frac{S}{A} \quad (6.1)$$

Donde

e_k = distancia al núcleo.

S = módulo de la sección en la dirección considerada para flexión.

A = área de la sección transversal de la columna.

Para una sección rectangular sólida, $e_k = t/6$

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

6.3.2.1 Caso 1: Sección en compresión pura ($e < e_k$).

En este caso, el refuerzo vertical puede despreciarse, y el área A y el módulo de sección S pueden calcularse para la sección de mampostería. El efecto del refuerzo puede incluirse por medio de la transformación del área del acero, $(n-1)A_s$, para posteriormente sumarla a la sección transversal, como se muestra en la Fig. 6.7(b), donde n es la relación

modular, $n = E_s/E_m$. Las correspondientes propiedades de la sección transformada, A_t y S_t , pueden ahora determinarse.

Para incorporar los diferentes valores de esfuerzos permisibles de compresión axial (F_a) y compresión por flexión (F_b), puede emplearse la ecuación unitaria

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad (6.2)$$

Donde

$$f_a = P/A$$

$$f_b = M/S$$

Alternativamente, cuando se emplea la amplificación de momentos para tomar en cuenta los efectos de esbeltez, el esfuerzo de flexión se evalúa para incrementar el momento y $f_a + f_b$, que deberá ser menor que el esfuerzo de compresión permisible.

6.3.2.2 Caso 2: Sección agrietada ($e > e_k$).

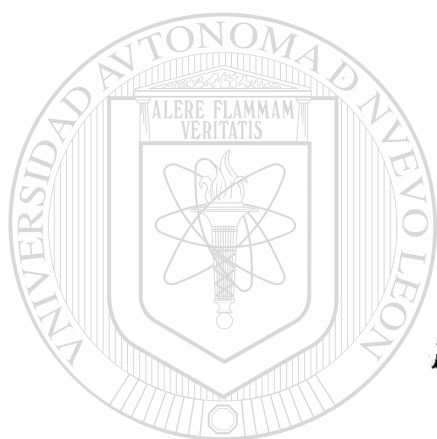
Siempre se desprecia la resistencia de tensión de la mampostería, después de que ha ocurrido el agrietamiento, tal como ocurre en el caso del concreto reforzado. Una vez que ocurre el agrietamiento, existen tres subcategorías que describen el comportamiento de la mampostería. En las ecuaciones siguientes, F_s es el esfuerzo permisible del acero, y F_m es

el esfuerzo de compresión permisible en la mampostería sujeta a la acción combinada de carga axial y flexión. Cuando existen diferentes esfuerzos permisibles para la carga axial y para la de flexión, la ecuación unitaria (Ec. 6.2), puede utilizarse para definir el esfuerzo permisible de compresión en esa combinación de cargas, lo cual resulta en:

$$f_b = \left(1 - \frac{f_a}{F_a}\right) F_b$$

$$f_m = f_a + f_b$$

$$F_m = f_a + \left(1 - \frac{f_a}{F_a}\right) F_b \quad (6.3)$$

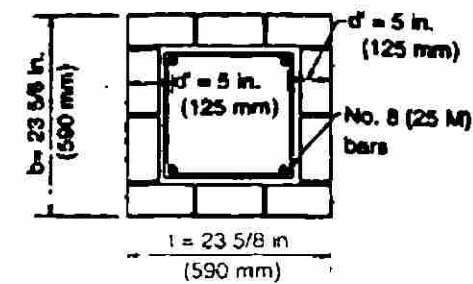


UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

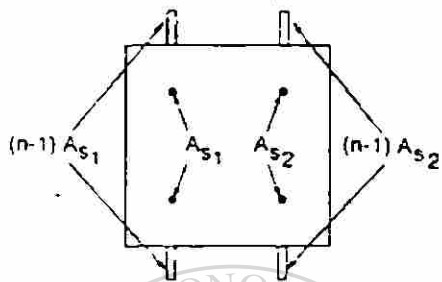
®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

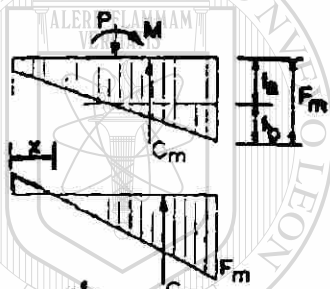


Resistencia del ladrillo = 8400 psi (58 MPa)
 Mortero tipo S
 $f'_m = 2,500$ psi (17.25 MPa)
 $E_m = 2.5 \times 10^6$ psi (17.250 MPa)
 $n = 12$
 $F_m = 833$ psi (5.75 MPa)
 $F_s = 24,000$ psi (165 MPa)

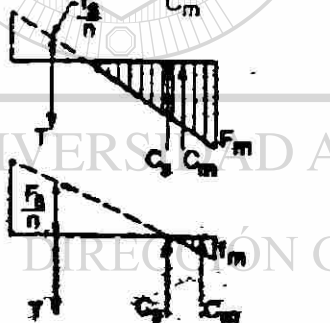
a) Ejemplo de la sección de columna



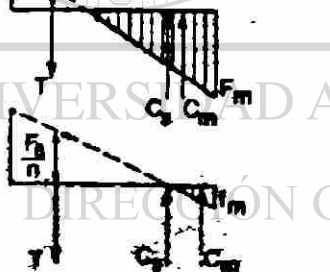
b) Sección transformada



c) Sección completa en compresión
 (La tensión controla la capacidad)
 (Caso 1)



d) La grieta no alcanza la primer
 línea de refuerzo
 (La compresión controla la capacidad)
 (Caso 2, categoría I)



e) Refuerzo en tensión
 (La compresión controla la capacidad)
 (Caso 2, categoría II)

f) Refuerzo en tensión
 (La tensión controla la capacidad)
 (Caso 2, categoría III)

Fig. 6.7 Esquema simplificado de una columna afectada por la combinación de carga axial y flexión.

6.3.2.2.1 Categoría I. En este caso, la profundidad de la grieta x no alcanza al refuerzo ($x \leq d'$), como se muestra en la Fig. 6.7(d). Por equilibrio, la carga excéntrica aplicada debe coincidir con la resultante del esfuerzo de compresión, C_m . Si se desprecia la contribución del

refuerzo, la profundidad de la grieta para una sección sólida está dada por:

$$x = 3e - \frac{t}{2} \quad (6.4)$$

Entonces, por equilibrio de fuerzas, la máxima carga se obtiene como:

$$P = F_m A \left[\frac{3}{4} \left(1 - 2 \frac{e}{t} \right) \right] \quad (6.5)$$

Esta ecuación se utilizó para dibujar el pequeño segmento del diagrama de interacción de la Fig. 6.8

6.3.2.2.2 Categoría II. En este caso, la grieta ha sobrepasado la primera cama de refuerzo que está en tensión, como se muestra en la Fig. 6.7(e). En este caso, las cargas de diseño permisibles se controlan por el esfuerzo de compresión permisible de la mampostería. Esta condición se describe en la siguiente relación de esfuerzos

$$\frac{f_v}{n} = \left(\frac{x - d'}{t - x} \right) F_m \leq \frac{F_s}{n} \quad (6.6)$$

La carga axial es igual a la suma de fuerzas internas:

$$P = C_m + C_v - T = \frac{F_m}{2} (t - x) b + (n - 1) A_{s2} \left(\frac{t - x - d'}{t - x} \right) F_m - n A_{s1} \left(\frac{x - d'}{t - x} \right) F_m \quad (6.7)$$

Para el equilibrio de momentos alrededor del centroide de la sección transversal:

$$M = (C_s - T) \left(\frac{t}{2} - d' \right) + C_m \left(\frac{t}{6} + \frac{x}{3} \right) \quad (6.8)$$

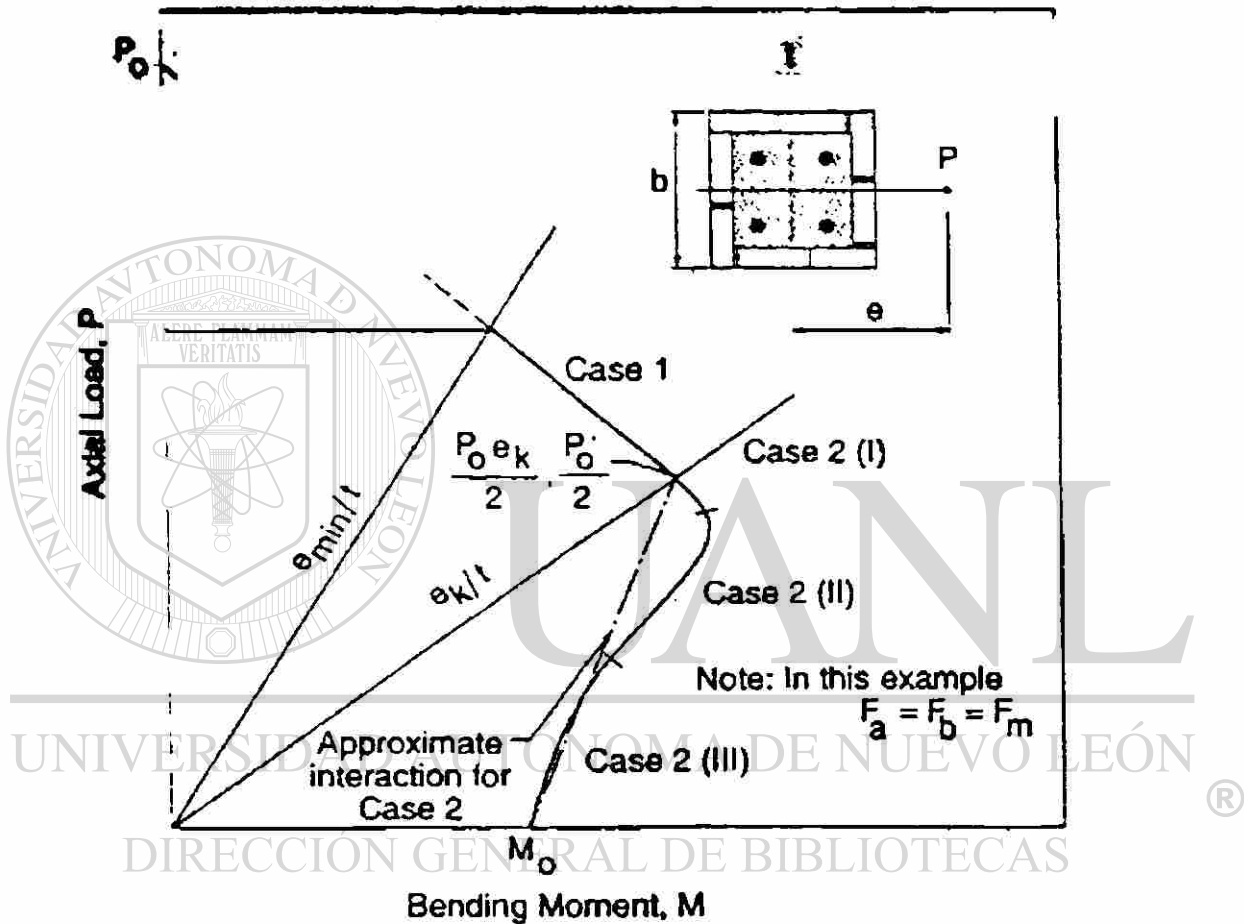


Fig. 6.8 Diagrama de interacción de columnas.

6.3.2.2.3 Categoría III. En este caso, la tensión en el acero alcanza su esfuerzo permisible y éste controla la máxima carga axial permisible, como se muestra en la Fig. 6.7(f), debe notarse que, excepto para bajos porcentajes de refuerzo, esta categoría puede no presentarse en algunas

columnas. Esta condición se describe por la siguiente relación de esfuerzos:

$$f_m = \frac{F_s}{n} \left(\frac{t-x}{x-d'} \right) \leq F_m \quad (6.9)$$

Por equilibrio de fuerzas:

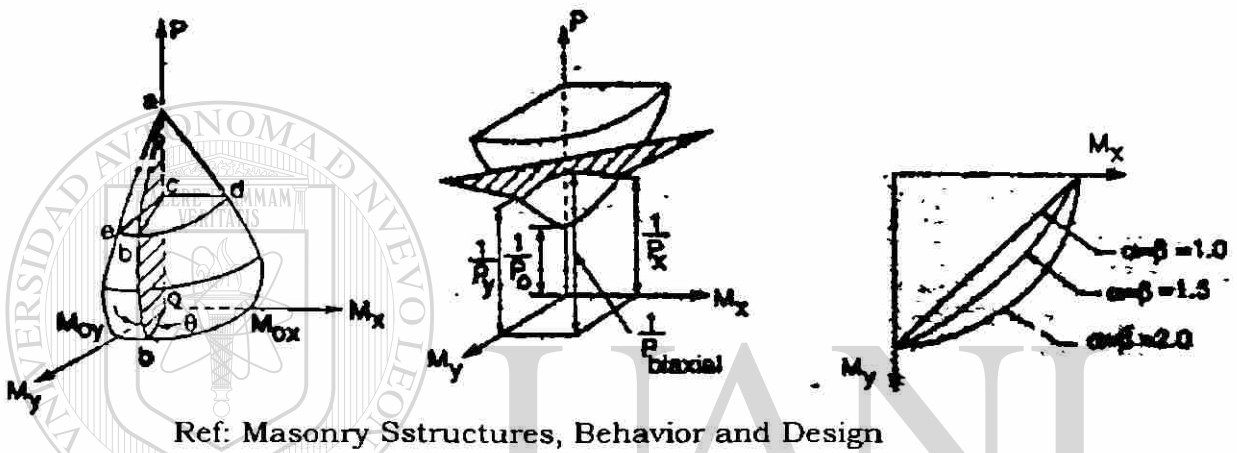
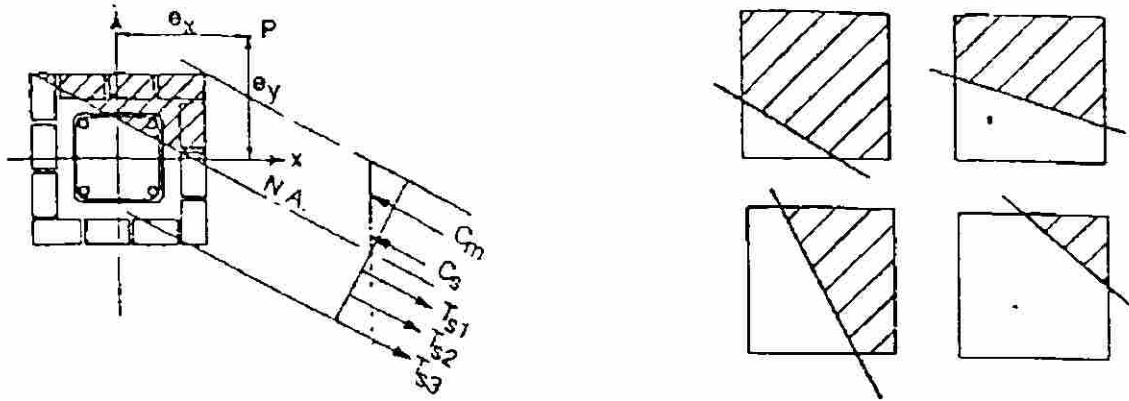
$$P = C_m + C_s - T = \frac{F_s}{n} \left(\frac{t-x}{x-d'} \right) \left(\frac{t-x}{2} \right) b + (n-1) A_{s2} \frac{F_s}{n} \left(\frac{t-x-d'}{t-d'} \right) - A_{s1} F_s \quad (6.10)$$

Por equilibrio de momentos, con respecto al centroide de la sección transversal:

$$M = (C_s - T) \left(\frac{t}{2} - d' \right) + C_m \left(\frac{t}{6} + \frac{x}{3} \right) \quad (6.11)$$

6.3.3 Flexión biaxial.

La flexión biaxial se produce a partir de la excentricidad de la carga vertical, alrededor de los dos ejes principales de la sección transversal de un elemento. Las columnas en las esquinas están por lo general sujetas a flexión biaxial. Los diagramas de interacción similares a los que se han desarrollado para columnas de concreto reforzado pueden utilizarse para columnas de mampostería sujetas a flexión biaxial.



Ref: Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 6.9 Análisis de columnas sujetas a flexión biaxial.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

En la Fig. 6.9 se muestra una sección de la columna de mampostería sujeta a flexión biaxial. Las ecuaciones generadas por la compatibilidad de esfuerzos y equilibrio de fuerzas se pueden utilizar para el análisis de la sección. Bajo flexión biaxial, el eje neutro no es paralelo a ninguno de los ejes principales de la sección. Como se muestra en la Fig. 6.9(b), son posibles varias posiciones, y la solución por lo general requiere un procedimiento de ajuste por tanteos, para encontrar la profundidad y el ángulo de inclinación del eje neutro, que satisfaga el equilibrio de las fuerzas axiales y los momentos, con

respecto a los dos ejes principales de la sección. La capacidad sobre la totalidad del nivel de combinaciones para una superficie de intersección, como se muestra en la Fig. 6.9(c), y para una relación ex/ey dada, puede establecerse una curva de interacción ab . Mediante la variación de estas relaciones, y expresándolas en términos del ángulo φ , se pueden obtener una serie de curvas de interacción similares a la que se obtiene de ab . Si se traza una sección horizontal cde a través de la superficie de intersección de una carga en particular, la línea de representa la combinación posible de momento máximo M_x y M_y , para esa carga axial dada.

Utilizando como guía los procedimientos de diseño de concreto reforzado, la carga axial permisible sobre una sección sometida a flexión biaxial, $P_{biaxial}$, se puede aproximar mediante un plano que pasa a través de los puntos $1/P_0$, $1/P_x$, y $1/P_y$ sobre un diagrama de interacción invertido, como se muestra en la Fig. 6.9(d), resultando en la siguiente ecuación:

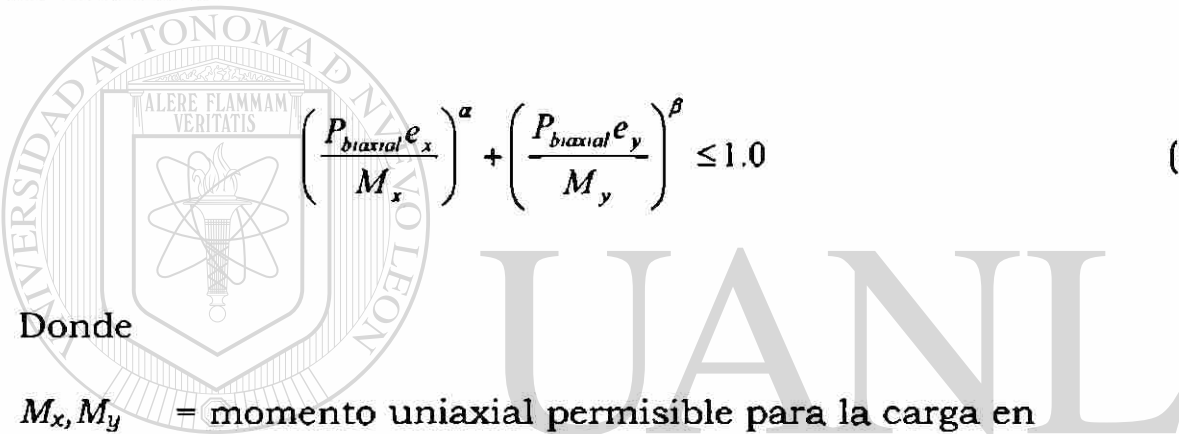
$$\frac{1}{P_{biaxial}} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0} \quad (6.12)$$

Donde

P_x, P_y = cargas máximas de diseño permisibles para las dos excentricidades especificadas en las direcciones x e y para el caso de flexión uniaxial.

P_0 = máxima carga de diseño permisible para excentricidad igual a cero.

En los casos con carga axial baja ($P < 0.1P_0$), se recomienda utilizar el método del contorno de falla. Para el contorno de capacidades de momento mostrado en la Fig. 6.9(e) de un nivel de carga dado, como el de la sección *cde* en la Fig. 6.9(c), la curva puede aproximarse a través de la ecuación:


$$\left(\frac{P_{bixial} e_x}{M_x} \right)^\alpha + \left(\frac{P_{bixial} e_y}{M_y} \right)^\beta \leq 1.0 \quad (6.13)$$

Donde M_x, M_y = momento uniaxial permisible para la carga en

consideración, cuando la flexión ocurre solamente en la dirección *x* o *y*, respectivamente, ver puntos *d* y *e* en Fig. 6.9(c).

e_x, e_y = excentricidades especificadas en las direcciones *x* e *y* respectivamente.

α, β = exponentes que afectan la ecuación (utilizando el valor de $\alpha = \beta = 1.5$ se obtiene una aproximación razonable y conservadora).

Un procedimiento posterior involucra la interacción. Se estima un valor de P_{bixial} para el cual M_x y M_y se calculan o se encuentran a partir de los diagramas de interacción. Entonces, P_{bixial} se calcula a partir de la Ec. 6.13. Si este valor no resulta cercano al valor estimado de carga, se deberá realizar una nueva estimación, siguiendo el mismo procedimiento. La velocidad de convergencia se incrementa por la utilización de un nuevo valor estimado, entre el valor previamente estimado y el calculado con la ecuación de P_{bixial} .

6.3.4 Consideraciones para el diseño sísmico.

Para columnas sujetas a una compresión axial alta y momentos de flexión por efecto de las cargas sísmicas, los reglamentos de construcción tienen requerimientos más estrictos para la separación y colocación de los estribos o anillos laterales. Los estribos actúan como un refuerzo por cortante, para prevenir una falla prematura de corte seguida de un flujo plástico de la columna. Los estribos, a la vez, deberán confinar las varillas verticales, mejorando la resistencia y ductilidad sobre la longitud de la columna y particularmente cerca de los extremos de la columna; además, se requiere un menor espaciamiento para lograr la ductilidad adecuada, cuando se presenta el flujo plástico. Se ha especificado un valor de espaciamiento máximo de 20 cm sobre toda la longitud de la columna, cuando la columna está

sometida a tensión o compresión axial, por razón de las fuerzas sísmicas.

Los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402* especifican que la dimensión mínima de una columna de mampostería, en zonas de alta actividad sísmica, sea de 12 in (30 cm).

El Reglamento *UBC* estableció que para columnas de mampostería reforzada, evaluadas bajo esfuerzos de trabajo, la capacidad permisible está dada por las expresiones siguientes, que también son aplicables en zonas de poca actividad sísmica.

$$P_a = [0.25 f'_m A_e + 0.65 A_s F_{sc}] \left(1 - \left(\frac{h'}{140r} \right)^2 \right) \text{ para relaciones } h'/t \leq 99$$

(6.14)

$$P_a = [0.25 f'_m A_e + 0.65 A_s F_{sc}] \left(1 - \left(\frac{70r}{h'} \right)^2 \right) \text{ para relaciones } h'/t \geq 99$$

6.4 Diseño de pilastras.

6.4.1 Introducción.

Una pilastra es un elemento rigidizador, en un muro que está lateralmente soportado en el plano del muro. La dimensión crítica de

pandeo está en dirección perpendicular al muro. Una pilastra puede diseñarse como una columna con una sección de borde, como se muestra en la Fig. 6.10. Para pilastras construidas integralmente junto con el muro, el ancho efectivo del borde se toma normalmente igual a $6t$ hacia cada lado de la línea de centro de la pilastra, ver Fig. 6.10(b). Algunos reglamentos limitan este valor, en función de la altura de la pilastra. Para un muro que actúa como el borde de la pilastra, el espesor del muro debe ser suficiente para resistir la carga aplicada, y la interfase debe diseñarse para transferir el cortante en el plano del muro. Las juntas de control entre el muro y la pilastra evitan que el muro actúe como un borde continuo, pero se requieren algunos tipos de conexiones para asegurar la transferencia de las cargas fuera del plano, hacia la pilastra.

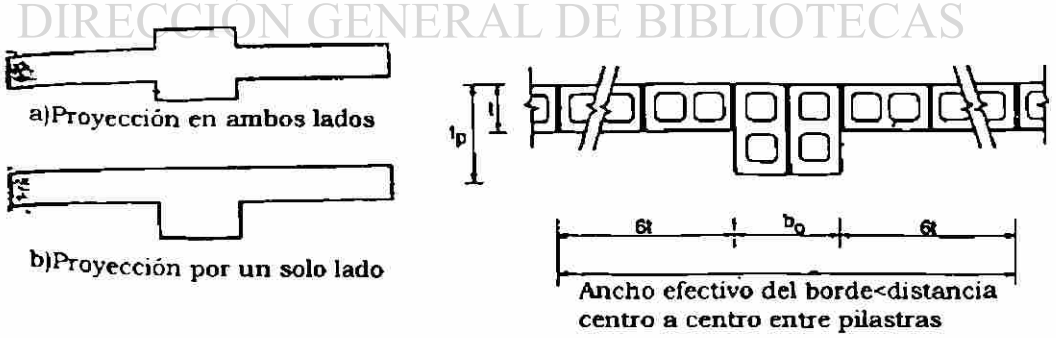
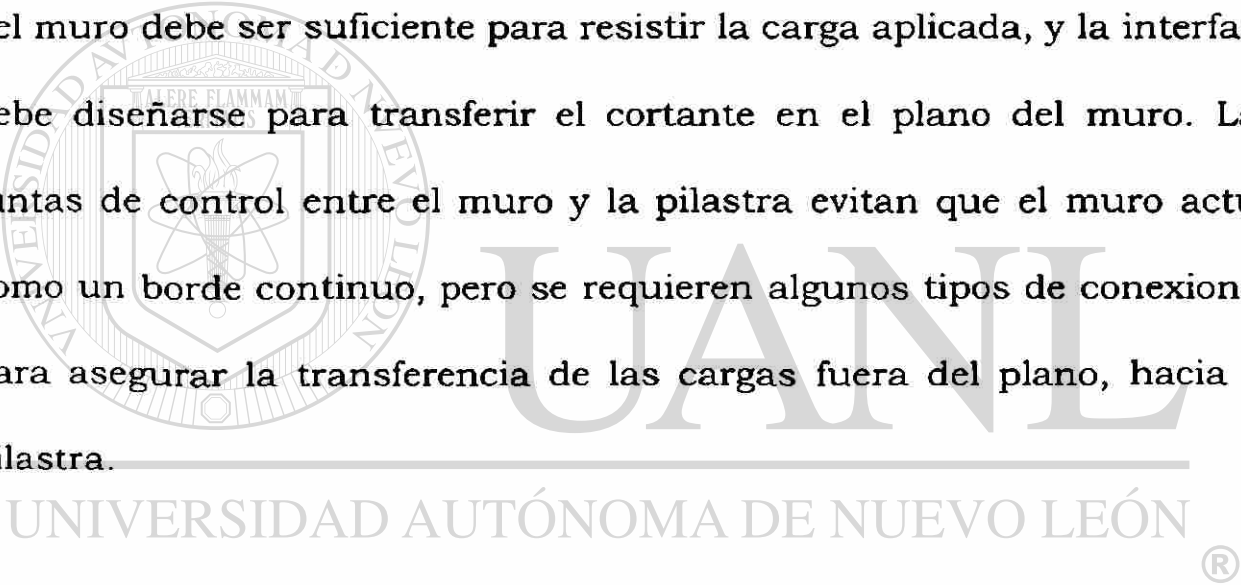


Fig. 6.10 Posibles arreglos de las pilastras.

6.4.2 Carga entre muros y pilastras.

6.4.2.1 Borde efectivo.

Para considerar al muro como parte del borde de la pilastra, los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402* requieren que se cumplan los siguientes requisitos:

- El muro debe construirse en carrera continua.
- La conexión (en la interfase) deberá estar conforme a alguno de los siguiente requerimientos:

1. Debe estar traslapado el 50% de las unidades de mampostería.
2. Los muros deben construirse con unidades regulares de

20 cm de altura y los conectores metálicos deberán

cumplir con los siguientes dimensionamientos:

- a) Tamaño mínimo: 6.3 mm x 38 mm x 700 mm de longitud, y debiendo incluir 50 mm de longitud con un dobléz a 90° en los extremos en forma de U ó Z.
 - b) Espaciamiento máximo de 1.2 m.
- Deberán proporcionarse cerramientos en la interfase de muros con una máxima separación de 1.20 m, centro a centro. Los cerramientos deberán estar reforzados, y el área del refuerzo

no debe ser menor que $210 \text{ mm}^2/\text{m}$ de muro. El anclaje del refuerzo se deberá desarrollar hacia cada lado de la interfase.

6.4.2.2 Transferencia de cargas a la pilastra

Los muros de mampostería se diseñan, por lo general, para el claro horizontal entre pilastras, particularmente para el caso de muros no reforzados. En este tipo de muros, las pilastras están poco espaciadas; de manera que el muro sin refuerzo puede soportar la flexión simple en la dirección del claro horizontal. Toda la carga lateral se transfiere a la pilastra, la cual, a su vez, transmite su carga a los apoyos inferior y superior, por medio de la flexión vertical.

En otras circunstancias, cuando las pilastras están espaciadas a una mayor longitud, el muro de mampostería podrá considerarse soportado vertical y horizontalmente, con transmisión de flexión en las dos direcciones. La transmisión de la carga lateral, en las dos direcciones, está en función de las restricciones en los bordes extremos de los claros vertical y horizontal, con respecto al muro. Las curvas mostradas en la Fig. 6.11 proporcionan un método simplificado para la determinación de la carga lateral transferida a la pilastra p_l , por unidad de longitud.

$$p_l = kpL \quad (6.15)$$

Donde:

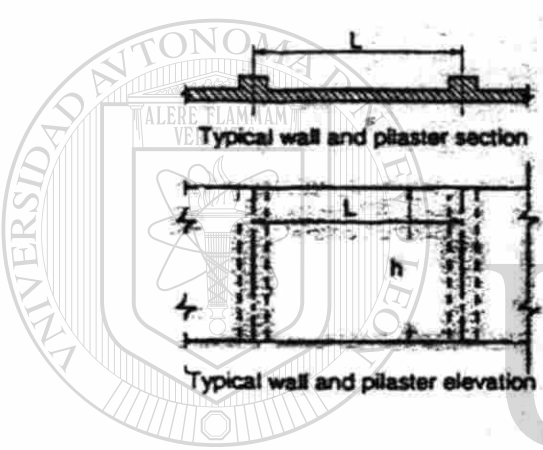
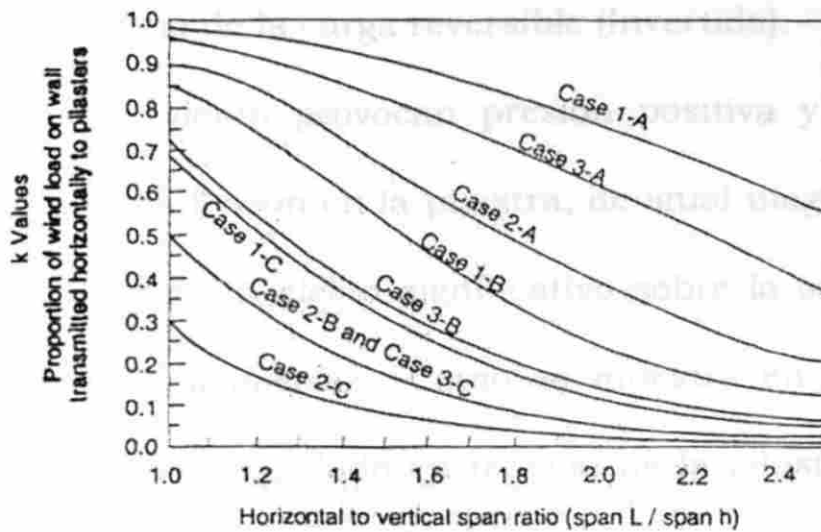
k = coeficiente dado en la Fig. 6.11 para diferentes relaciones de aspecto y condiciones de apoyo en los extremos.

p = carga lateral de diseño.

L = claro horizontal, centro a centro, entre pilastras.

El momento de flexión debido a la carga lateral, uniformemente distribuida sobre la pilastra, se considera por lo general como $p_L h^2 / 8$, localizándolo a media altura del muro, y suponiendo la condición de apoyos articulados en los extremos. Alternativamente, este momento de flexión puede localizarse en la base del muro, si éste es suficientemente resistente para ser considerado como empotrado. Las cargas de las vigas que soporta la pilastra causarán un momento adicional, debido a la excentricidad de la carga.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Case 1: Walls fixed at pilasters

- A. Fixed at bottom, free at top
- B. Supported top and bottom
- C. Fixed at bottom, supported at top

Case 2: Walls supported at pilasters

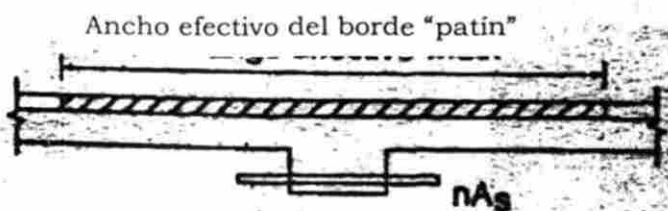
- A. Fixed at bottom, free at top
- B. Supported top and bottom
- C. Fixed at bottom, supported at top

Case 3: Walls fixed at one end, supported at the other

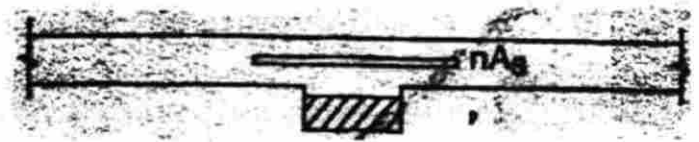
- A. Fixed at bottom, free at top
- B. Supported top and bottom
- C. Fixed at bottom, supported at top

Ref: Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 6.11 Cálculo de la transmisión de cargas a las pilastras.



a) Patin en compresión



b) Alma en compresión

Fig. 6.12 Cambio en la sección efectiva de la pilastra debido a la dirección de la carga después del agrietamiento.

6.4.2.3 Influencia de la carga reversible (Invertida).

Las cargas de viento provocan presión positiva y succión, dando como resultado una flexión en la pilastra, de igual magnitud hacia cada dirección. Esto tiene un efecto significativo sobre la capacidad de una pilastra de sección asimétrica. Como se muestra en la Fig. 6.12, los bordes agrietados sobre el lado en tensión de la pilastra sometida a la combinación de carga axial y flexión no añadirán resistencia alguna. Debido a la presencia de la acción invertida de las cargas de viento o sismo, los bordes localizados en una de las caras de la pilastra no tienen mucho efecto sobre la carga permisible, a menos que una carga axial alta en magnitud o que el momento debido a la excentricidad de la carga sean dominantes. En estos casos, los bordes localizados en la cara en compresión de la pilastra son más efectivos. Similarmente, los bordes proyectados hacia cada lado de la pilastra sólo tienen un efecto significativo cuando existen valores altos de fuerza axial de compresión. En los casos en que la pilastra resista principalmente la flexión debida a las cargas laterales, la localización de las juntas de control en la intersección entre el muro y la pilastra no reducirán significativamente la capacidad de la pilastra.

6.4.2.4 Esbeltez.

Los efectos de esbeltez en las pilastras pueden ser evaluados usando procedimientos similares a los de columnas, exceptuando todo lo concerniente a flexión biaxial. Para pilastras no reforzadas, los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/ TMS 402*, especifican un esfuerzo de compresión permisible, en función de la relación h/t , y limitan la capacidad de carga axial en un 25% de la carga crítica de pandeo, la cual está dada por la expresión:

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I}{h^2} \left(1 - 0.577 \frac{e}{r} \right)^3 \quad (6.16)$$

6.5 EJEMPLOS DE DISEÑO

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

6.5.1 Columnas de mampostería.

Ejemplo 6.1

Para la columna mostrada en la Fig. 6.7 se desarrollaron los diagramas de interacción de la Fig. 6.13, siguiendo el procedimiento descrito a partir de la sección 6.3.2. Para el desarrollo de estos diagramas se consideró un esfuerzo permisible de compresión, por carga axial y de flexión, $F_m = 1/3 f_m$.

a) Determinar la capacidad de la columna para una carga excéntrica.

b) Determinar la capacidad de la columna considerando flexión biaxial.

Construcción de diagramas, Fig. 6.13 (Ejemplo 6.1)

Caso 1 ($e < e_k$)

$$P_o = F_m A_n = (833)((23.625)(23.625)) = 464,931 \text{ lb}$$

$$\frac{P_o}{f'_m bt} = \frac{464,931}{2,500(23.625)(23.625)} = 0.333 \text{ (Despreciando el refuerzo en compresión)}$$

$$P_o = F_m A_t = (833)[A_n + [(n-1)A_{s1} + (n-1)A_{s2}]]$$

$$= (833) \left[(23.625)^2 + \left(\frac{29,928,000}{2,500,000} - 1 \right) 2(0.785) + (12-1)1.57 \right]$$

$$\frac{P_o}{f'_m bt} = \frac{493,702.96}{2,500(23.625)(23.625)}$$

$$= 0.353 \text{ (Considerando refuerzo en compresión)}$$

Caso 2 ($e > e_k$) Categoría I

$$x \leq d', \quad x = 5.0 \text{ pulg}$$

$$x = 3e - t/2, \quad e = \frac{x+t/2}{3} = \frac{5+(23.625/2)}{3} = 5.60 \text{ pulg}$$

$$P = F_m A_n \left(\frac{3}{4} \left(1 - 2 \frac{e}{t} \right) \right) = 833(558.14) \left(0.75 \left(1 - 2 \frac{5.60}{23.625} \right) \right) = 183,389 \text{ lb}$$

$$\frac{P}{f'_m b t} = \frac{183,389}{2,500(23.625)^2} = 0.131$$

= 0.131 (Despreciando refuerzo en compresión)

$$P = F_m A_t \left(\frac{3}{4} \left(1 - 2 \frac{e}{t} \right) \right) = 833(592.68) \left(0.75 \left(1 - 2 \frac{5.60}{23.625} \right) \right) = 194,738 \text{ lb}$$

$$\frac{P}{f'_m b t} = \frac{194,738}{2,500(23.625)^2} = 0.139$$

= 0.139 (Considerando refuerzo en compresión)

Caso 2 ($e > e_k$) Categoría II

$$\frac{f_s}{n} = \left(\frac{x - d'}{t - x} \right) F_m \leq \frac{F_s}{n}$$

$$\left(\frac{x - 5}{23.625 - x} \right) (833) = \frac{24,000}{12}$$

$$x = 18.153 \text{ pulg}$$

$$P = \frac{F_m}{2} (t - x) b + (n - 1) A_{s2} \frac{(t - x - d')}{t - x} (F_m) - (n - 1) A_{s1} \frac{x - d'}{t - x} (F_m)$$

$$P = \frac{833}{2} (23.625 - 18.153) 23.625 + (12 - 1) (1.57) \frac{(23.625 - 18.153 - 5)}{23.625 - 18.153} (833) - (11) (1.57) \frac{13.153}{5.472} (833)$$

$$P = 53,843 + 1,240 - 34,579 = 20,504.16 \text{ lb}$$

$$\frac{P}{f'_m b t} = \frac{20,504.16}{2,500(23.625)^2} = 0.0147$$

$$M = (C_s - T) \left(\frac{t}{2} - d' \right) + C_m \left(\frac{t}{6} + \frac{x}{3} \right)$$

$$M = (1,240 + 34,579) \left(\frac{23.625}{2} - 5 \right) + 53,843 \left(\frac{23.625}{6} + \frac{18.153}{3} \right)$$

$$M = 781,814 \text{ lb-pulg}$$

$$\frac{M}{f'_m b t^2} = \frac{781,814}{2,500(23.625)^3} = \underline{0.0237}$$

Caso 2 ($e > e_k$) Categoría III

$$f'_m = \frac{F_s}{n} \left(\frac{t-x}{x-d'} \right) \leq F_m$$

$$\frac{23.625 - x}{x - 5} = \frac{(833)(12)}{24,000}$$

$$-1.4165x = -2.0825 - 23.625$$

$$x = 18.148 \text{ pulg}$$

$$P = \frac{F_s}{n} \left(\frac{t-x}{x-d'} \right) \frac{t-x}{2} b + (n-1) A_{s1} \frac{F_s}{n} \left(\frac{t-x-d'}{x-d'} \right) - A_{s1} F_s$$

$$P = \frac{24,000}{12} \left(\frac{23.625 - 18.148}{18.148 - 5} \right) \frac{23.625 - 18.148}{2} 23.625$$

$$+ (12-1) 1.57 \frac{24,000}{12} \left(\frac{23.625 - 18.148 - 5}{18.148 - 5} \right) - 1.57(24,000)$$

$$= 53,901 + 1,222 - 37,680 = 17,443.09 \text{ lb}$$

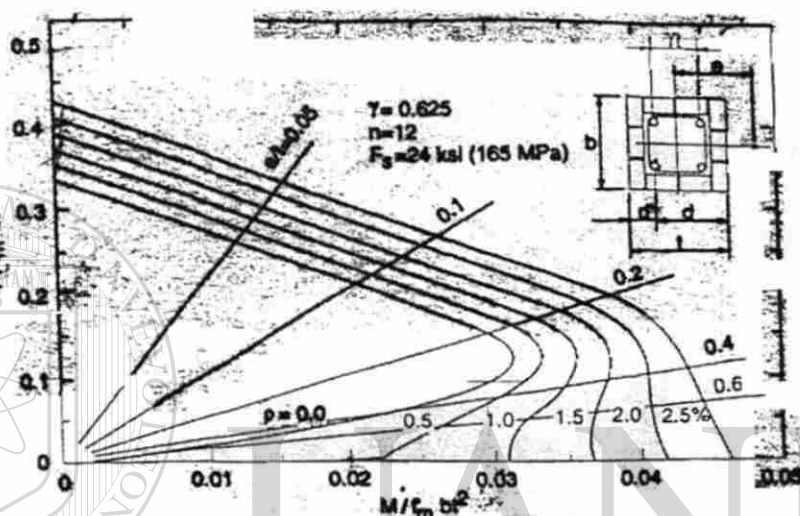
$$\frac{P}{f'_m b t} = \frac{17,443.09}{2,500(23.625)^2} = \underline{0.0125}$$

$$M = (C_s + T) \left(\frac{t}{2} - d' \right) + C_m \left(\frac{t}{6} + \frac{x}{3} \right)$$

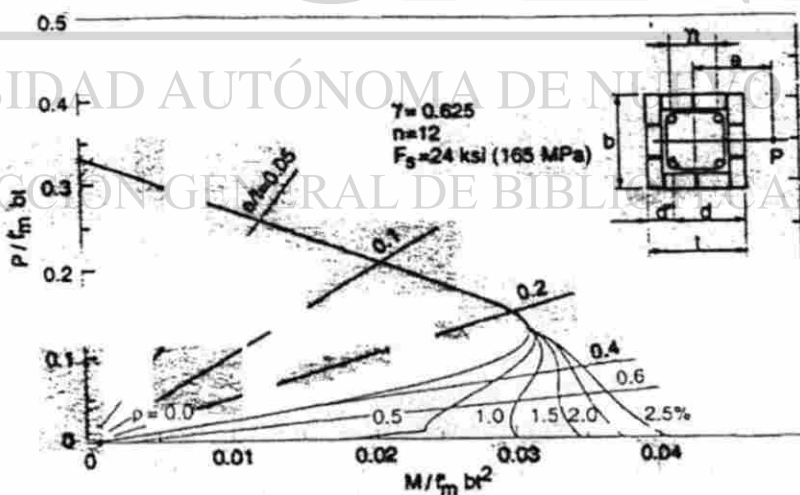
$$M = (1,222 + 17,443.09) \left(\frac{23.625}{2} - 5 \right) + 53,901.09 \left(\frac{23.625}{6} + \frac{18.148}{3} \right)$$

$$= 665,457.12 \text{ lb- pulg}$$

$$\frac{M}{f'_m b t^2} = \frac{665,457}{2,500(23.625)^3} = \underline{0.0201}$$



a) Ignorando refuerzo en compresión



b) Considerando refuerzo en compresión

Ref: Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 6.13 Diagramas de interacción para columnas de mampostería (Diseño por esfuerzos de trabajo).

Debe notarse que en los cálculos que ilustran el procedimiento llevado a cabo para la construcción de los diagramas de interacción se emplearon unidades en el sistema inglés, ya que el fin era tan sólo ejemplificar el procedimiento, y continuar con la solución del ejemplo.

Solución A:

A.1 Carga excéntrica. Para una excentricidad de 20 cm (8 pulg) en la dirección x , determinar la capacidad de la columna. Considerar una altura de 5.4 m (17.71 pies).

A.2 De la Fig. 6.13, para una relación $e/t = 0.34$ y considerando refuerzo en compresión se tiene:

$$\rho = \frac{4(5.06)}{(60)(60)} = 0.0056 = \underline{56\%}$$

$$\frac{P}{f'_m bt} = 0.09$$

A.3 Por lo cual resulta una capacidad axial de

$$P_x = 0.09(17.25)(60)(60)(0.0001) = 0.5589 \text{ MN}$$

$$= \underline{558.9 \text{ kN}} \text{ (125.4 klb)}$$

A.4 La capacidad a flexión se determina a partir de la expresión:

$$\frac{P_e}{f'_m bt^2}, \text{ o mediante el uso de la Fig. 6.13}$$

$$M_v = P_v = 558.9(0.20) = \underline{111.60 \text{ kN}\cdot\text{m}} \text{ (82.31 \text{ \textit{klb}\cdot\text{pie}})}$$

$$f_u = \frac{P_v}{A} = \frac{558.90}{(0.60)^2} = 1,552.5 \text{ kPa} = \underline{1.55 \text{ MPa}} \text{ (224.63 \text{ \textit{lb/pulg}^2})}$$

$$r = \frac{I}{A} = \frac{(60)^4/12}{(60)^2} = \underline{17.32 \text{ cm}} \text{ (6.81 \text{ \textit{pulg}})}$$

A.5 Revisión por efecto de esbeltez, mediante el enfoque de los Reglamentos *ACI 530/ASCE 5/TMS 402*

$$F_a = \frac{1}{4} f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right]$$

$$F_a = \frac{1}{4} (17.25) \left[1 - \left(\frac{5.40}{140(0.173)} \right)^2 \right] = \underline{4.09 \text{ MPa}} > 1.55 \text{ MPa}$$

A.6 El diseño resulta satisfactorio. De igual forma, si se emplea el enfoque de amplificación de momentos, la excentricidad puede amplificarse y la capacidad permisible puede determinarse para ese valor de excentricidad.

Solución B:

Considerando el ejemplo anterior, determinar la capacidad de la columna de mampostería, si existe una excentricidad adicional de 10 cm en la dirección “y”.

B.1 Empleando el mismo procedimiento que antes, el valor de $\frac{P_o}{f'_m bt}$

correspondiente a $e/t = 10/60 = 0.166$ es 0.17, por lo cual

$$P_y = 0.17(17.25)(60)(60)(0.0001) = 1.0557 \text{ MN}$$

$$= \underline{1,056 \text{ kN (237 klb)}}$$

$$M_v = 1,056(0.10) = \underline{105.57 \text{ kN-m (77.86 klb-pie)}}$$

B.2 El valor correspondiente a $e/t = 0$ es:

$$P_o = \frac{F_o}{3} (A_n + (n-1)A_s) = \frac{17.25}{3} ((60)^2 + (12-1)2(5.06))0.0001 = 2.134 \text{ MN}$$

$$= \underline{2,134 \text{ kN (479 klb)}}$$

B.3 De lo cual resulta la carga permisible:

$$\frac{1}{P_{bixial}} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} + \frac{1}{P_o} = \frac{1}{558.9} + \frac{1}{1,056} + \frac{1}{2,134} = 0.00320$$

$$P_{bixial} = \underline{312 \text{ kN (70.11 klb)}}$$

B.4 Solución alternativa:

Una vez determinada $P_{bixial} = 312 \text{ kN}$, $P/f'_m bt = 0.071$. El valor correspondiente de $P_e/f'_m bt^2 = 0.031$ para flexión uniaxial, de lo cual resulta:

$$M_x = M_y = 0.031 f'_m bt^2 = 0.031(17.25)(60)(60)^2(0.0001)(0.01) = 0.1155 \text{ MN-m}$$

$$= \underline{115.50 \text{ kN-m}} \text{ (85.19 klb-pie)}$$

Empleando la ecuación antes descrita

$$\left(\frac{P_{\text{biaxial}} e_y}{M_y} \right)^{1.5} + \left(\frac{P_{\text{biaxial}} e_x}{M_x} \right)^{1.5} = \left(\frac{0.10 P_{\text{biaxial}}}{115.50} \right)^{1.5} + \left(\frac{0.20 P_{\text{biaxial}}}{115.50} \right)^{1.5} = 1.0$$

$$P_{\text{biaxial}} = \underline{385 \text{ kN}} \text{ (86.51 klb)}$$

Conservadoramente, se puede considerar un valor de capacidad igual a 312 kN, ya que es muy cercano y significativamente menor al determinado de 385 kN. Para un cálculo más exacto, se deberá suponer otro valor de P_{biaxial} , determinar los valores correspondientes a los momentos M_x y M_y , y encontrar, sucesivamente, el valor de P_{biaxial} , hasta reducir la diferencia entre el valor supuesto y el calculado de P_{biaxial} .

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Ejemplo 6.2

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Determinar la máxima carga axial permisible sobre una columna de mampostería de ladrillo de 25 cm x 45 cm (10 pulg x 18 pulg), la cual está reforzada con cuatro varillas del No. 8. El esfuerzo permisible en el acero $f_s = 110.4 \text{ MPa}$ (16,000 lb/pulg²), y en la mampostería es $f_m = 10.35 \text{ MPa}$ (1,500 lb/pulg²). Considerar una altura de la columna de 5.0 m (16.40 pies) e inspección conforme al Reglamento UBC durante su construcción.

Solución:

$$\frac{h}{t} = \frac{5}{0.25} = 20$$

$$h = h' = 5.0 \text{ m (16.40 pies)}$$

$$r = \frac{45(25)^3 / 12}{45(25)} = 7.21 \text{ cm (2.84 pulg)}$$

$$f'_m = 10.35 \text{ MPa (1,500 lb/pulg}^2\text{)}$$

$$F_{sc} = 110.4 \text{ MPa (16,000 lb/pulg}^2\text{)}$$

$$A_{st} = 4(5.06) = 20.24 \text{ cm}^2 \text{ (3.13 pulg}^2\text{)}, \text{ total de refuerzo longitudinal}$$

$$A_s = 10.12 \text{ cm}^2 \text{ (1.57 pulg}^2\text{)}, \text{ refuerzo en tensión}$$

$$A_e = (25)(45) = 1,125 \text{ cm}^2 \text{ (174.37 pulg}^2\text{)}, \text{ área efectiva de mampostería}$$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_e} = \frac{20.24}{1,125} = 0.01799$$

$$R = \left[1 - \left(\frac{h'}{140r} \right)^2 \right] = \left[1 - \left(\frac{540}{140(7.21)} \right)^2 \right] = 0.72$$

$$P_o = \left(\frac{1}{2} (0.25 f'_m A_e + 0.65 A_s F_{sc}) \right) (R) = ((0.50)(0.25(10.35)(0.1125) + 0.65(0.0010)(110.4)))(0.72)$$

$$= 0.156 \text{ MN} = \underline{156 \text{ kN}} \text{ (35.05 lb/pulg}^2\text{)}$$

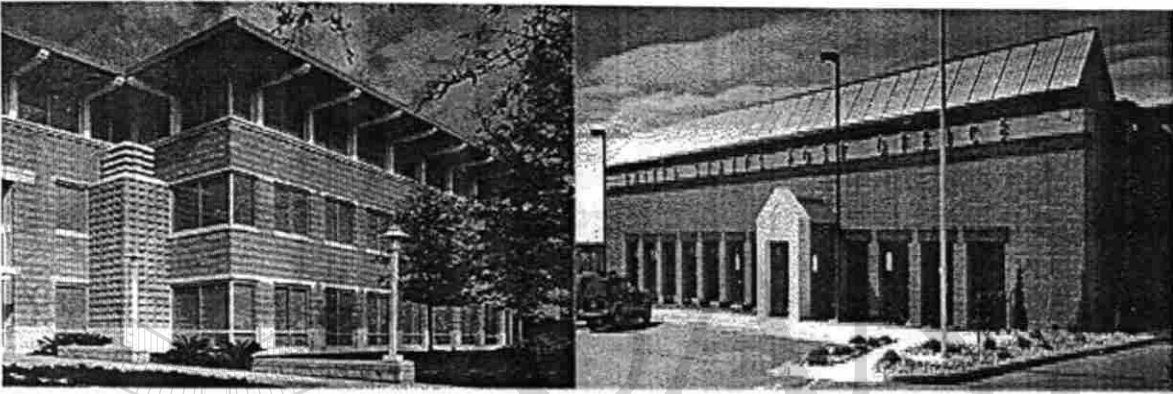
En el ejemplo anterior se ilustró el procedimiento que detalla los cálculos necesarios para la construcción de diagramas de interacción de columnas de mampostería reforzada. Una vez hecho lo anterior, la capacidad de carga axial y momento uniaxial se determinan mediante los diagramas, considerando el refuerzo en compresión y la revisión por efecto de esbeltez. Para el caso de flexión biaxial, se empleó el método de contorno de carga; en la determinación de la capacidad de carga axial y de momentos (uniaxial o biaxial), se siguieron procedimientos muy similares a los que se emplean para columnas de concreto reforzado. En el segundo ejemplo se determinó la capacidad de carga axial de una columna de mampostería reforzada mediante ecuaciones simplificadas, las cuales, en la mayoría de los casos, sólo incluyen una reducción por efecto de esbeltez o bien tienden a limitar los esfuerzos permisibles de los materiales en función de la inspección durante la construcción del elemento; tal es el caso del Reglamento del UBC, donde se reduce en un 50% el esfuerzo permisible de la mampostería en la ecuación, debido a que se establece que la menor dimensión de una columna es de 30 cm (Zona sísmica).



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN®
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPÍTULO 7

CORTANTE EN MUROS DE MAMPOSTERÍA



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Fig. 7.1 Construcción de muros de mampostería sujetos a cortante.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

7.1 Introducción.

En la mayoría de los edificios construidos con muros cargadores de mampostería, por lo general se tiene un arreglo de muros bastante uniforme, con espaciamientos entre muros que permiten soportar y transmitir las cargas gravitacionales hacia la cimentación sin necesidad de utilizar marcos o columnas. Estos muros cargadores también actúan

como “muros de cortante”, cuya función principal es la de resistir las cargas laterales de viento o sismo. En ocasiones es necesario incluir otros muros, con el fin de proveer una mayor resistencia a la carga lateral, en la dirección perpendicular, aún cuando estos muros no sean requeridos para soportar las cargas gravitacionales.

El arreglo de los “muros de cortante” normalmente tiene correspondencia con los dos ejes principales del edificio. En edificios de varios niveles, los entresijos y la azotea de concreto actúan como un diafragma rígido, que distribuye las fuerzas cortantes a los muros de mampostería, en función de sus rigideces; las cuales, a su vez, dependen de las deformaciones por cortante y flexión. El comportamiento y diseño de “muros de cortante” de mampostería confinados con castillos, columnas y cadenas de cerramiento, no se contempla dentro del alcance de la presente tesis, dejando su estudio detallado como una futura línea de investigación, complementaria a la presente.

7.1.1 Tipos de arreglos para “muros de cortante”.

Los “muros de cortante” contruidos con mampostería pueden describirse en los siguientes términos: en función del tipo de unidad de mampostería (sólida o con celdas huecas, de ladrillo o block y de arcilla

o concreto), si el muro es o no cargador, si se incluye refuerzo o no, si está integrado por uno o varios niveles de entrepiso, si el muro es sólido o contiene huecos, si es de forma rectangular o con intersecciones de muros cortos en sus extremos (bordes), y por último, si se considera al muro en forma de cantiliver o agrupado. El comportamiento de un muro de cortante se ve afectado por la forma en que se seleccionan los muros de cortante en la planta del entrepiso, el tamaño y distribución de los huecos, y la presencia de “*elementos de frontera*” en los extremos del muro. Se consideran elementos de frontera a los muros cortos transversales, en esquinas o retornos (escuadras) y a las columnas. El comportamiento de los “muros de cortante” divididos por huecos y el de los muros considerados como “agrupados”, es mucho más complicado que el de “muros sólidos”, y debido a esto normalmente se incluye acero de refuerzo en ellos, siendo una práctica recomendada crear cantilivers individuales que soporten las franjas (secciones de muros) alrededor de los huecos, debido a que el comportamiento de estos muros, en cantiliver, es relativamente más fácil de predecir.

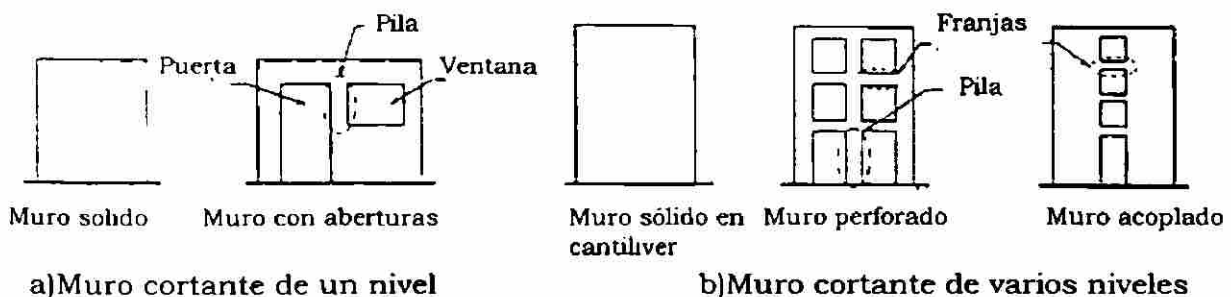


Fig. 7.2 Tipos de muros de cortante de mampostería.

Un muro que se considera de borde, se crea con la intersección de un muro principal con otros muros, o bien, mediante la adición de muros cortos de esquina en el extremo del muro. Este tipo de arreglo incrementa sustancialmente la capacidad de un muro para resistir momento y carga axial, pero la capacidad de resistir cortante resulta poco afectada relativamente.

La acción de diafragma rígido que brindan los sistemas de entrepiso y azotea permite que todos los muros seleccionados de una planta participen en la resistencia contra la carga lateral.

7.2 Comportamiento y modos de falla.

7.2.1 Introducción.

El modo de falla, para un muro de cortante de mampostería, depende principalmente de la combinación de cargas a las que está sometido, de las propiedades del material, y de la colocación del refuerzo en el mismo.

La mampostería estructural, por lo general, no suele presentar un comportamiento eficiente ante cargas sísmicas. Aunque la razón de la falta de confianza de los ingenieros estructuristas en este material se debe, en gran parte, a un comportamiento ineficiente de las estructuras de mampostería no reforzadas o deficientemente reforzadas, durante los

primeros años de este siglo, pero el comportamiento de las estructuras de mampostería reforzada en los temblores recientes ha sido menos que ejemplar.

Al evaluar el comportamiento de las estructuras de mampostería durante los temblores se puede presentar alguno de los siguientes modos de falla:

1. Fallas por cortante vertical en muros, debidas a la colocación incorrecta de la piezas y un refuerzo horizontal inadecuado.
2. Degradación estructural prematura, ante fuerzas cortantes elevadas.
3. Falla en la base de los muros, debida a la acción combinada de compresión por flexión y cortante.
4. Modificación de las fuerzas sísmicas por supuestos muros divisorios y tableros de relleno, considerados como no estructurales.

Las estructuras de mampostería con dimensiones “considerables” se pueden diseñar para tener un comportamiento adecuado ante temblores severos, siempre que se sigan cuidadosamente los requisitos de diseño y acomodo acucioso de elementos.

7.2.1.1 Comportamiento de los materiales constitutivos.

La mampostería reforzada consta de cuatro materiales independientes: unidades de ladrillo o concreto, mortero de relleno, mortero de liga y refuerzo, los cuales es necesario que actúen de forma combinada. El mecanismo de falla bajo compresión monoaxial, casi siempre se inicia con el agrietamiento vertical de tensión, en la unidad relativamente más resistente de mampostería de ladrillo o de concreto, en vez de un aplastamiento apreciable del mortero o lechada más débiles. La resistencia al alastamiento f'_m de la mampostería depende de diversas variables que son difíciles de medir, incluyendo la resistencia a tensión biaxial de la pieza de mampostería, y el grado de la no uniformidad del esfuerzo normal. El mecanismo de falla de la mampostería por compresión influye enormemente en el comportamiento de los muros de cortante de mampostería sujetos a fuerza sísmica, en su plano. Cuando se requiere una gran ductilidad en los muros, se pueden colocar placas delgadas de confinamiento en las esquinas, resistentes a la corrosión, las cuales se colocan en el interior de las capas de mortero, dentro de las posibles zonas de aplastamiento, reduciendo así la expansión lateral del mortero. Las placas de confinamiento, cuando son consideradas en el diseño de muros, sólo necesitan prolongarse desde la fibra extrema en compresión, hasta la

posición de la fibra neutra última, y reforzar las juntas de mortero donde sea factible que ocurra el aplastamiento.

7.2.1.2 Filosofía del diseño.

Aún existe la tendencia, desafortunadamente incorporada en muchos reglamentos, de diseñar las estructuras de mampostería para que sean resistentes a los sismos, utilizando métodos de esfuerzos de trabajo, en la suposición de que ésta es una técnica “segura” de diseño, y de que la respuesta a la acción sísmica será elástica, para evitar el daño en un material del que se sabe que ha de exhibir una falla frágil. Está es una suposición engañosa, a menos que la estructura se diseñe para el verdadero nivel de fuerza que corresponde a la respuesta elástica, en vez de los niveles señalados en los reglamentos, que suponen una respuesta inelástica dúctil. Por lo general, las estructuras de mampostería son rígidas, y tienen periodos naturales cortos. Por consiguiente, las estructuras de mampostería que se diseñen con métodos de esfuerzos de trabajo, lejos de permanecer elásticas, requerirán una ductilidad considerable. Una desventaja adicional del diseño elástico consiste en que incita al diseñador a concentrar el refuerzo de flexión de los muros de cortante muy cerca de las esquinas. Como ocurre con otros materiales, y resulta más satisfactorio reconocer que ocurrirán deformaciones inelásticas ante sismos severos, por lo que el diseño

deberá hacerse de acuerdo con ello. Sin embargo, para fines de diseño sísmico, la influencia más importante del módulo de elasticidad es su efecto en la rigidez a la flexión y, por consiguiente, en el período natural de vibración. Al calcular el período natural, deberán incluirse los efectos de la deformación del suelo, ya que para las estructuras de mampostería típicamente rígidas y robustas, los desplazamientos elásticos que resultan de la deformación del suelo pueden ser varias veces mayores que los desplazamientos debidos a flexión. Los resultados de numerosas pruebas muestran que la resistencia de los muros de cortante de mampostería reforzada que fallan por flexión, se predice conservadoramente por la teoría de la resistencia última del concreto reforzado. Se ha demostrado que no existe ninguna ventaja importante, en términos de la capacidad última, al concentrar el acero en los extremos del muro o distribuirlo uniformemente a lo largo del mismo; sin embargo, el echo de distribuirlo uniformemente proporciona una mayor absorción de energía para niveles bajos de las acciones sísmicas.

7.2.2 Muros de cortante de mampostería sin refuerzo.

Las grietas de contracción, la adherencia suficiente entre el mortero y la unidad de mampostería en las cabeceras y la gran variabilidad de la mano de obra común en la construcción de la mampostería, hacen que

la capacidad para cortante de la mampostería no reforzada por cortante, sea difícil de predecir y altamente desconfiable.

Cuatro modos típicos de falla de muros de cortante de mampostería sin refuerzo se ilustran en la Fig. 7.3.

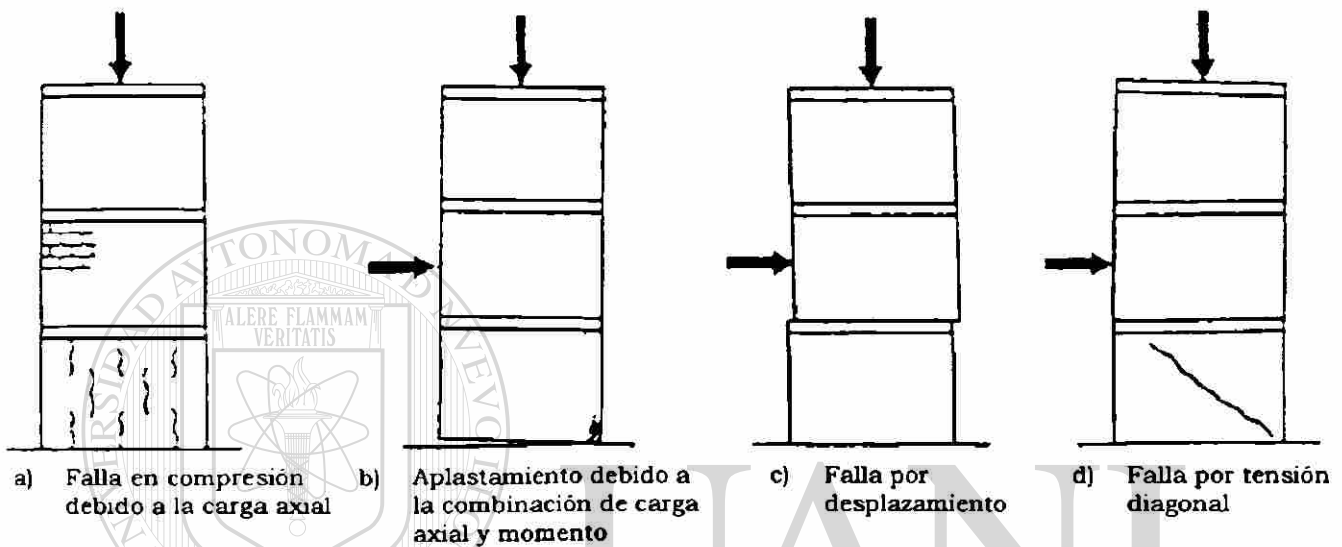


Fig. 7.3 Modos de falla en muros de cortante de mampostería sin refuerzo.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

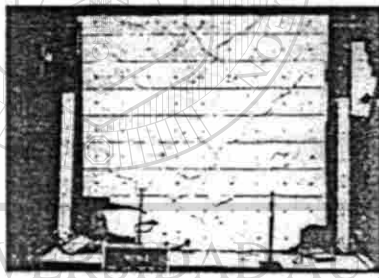
®

7.2.3 Muros de cortante de mampostería reforzada

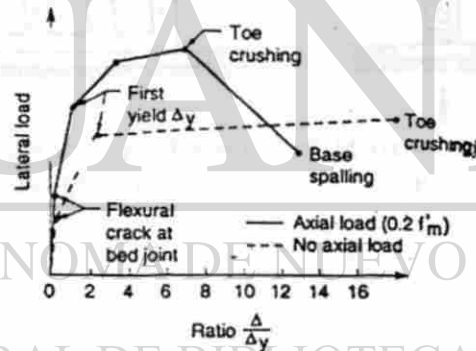
El diseño y acomodo detallado del acero de refuerzo en un muro de cortante de mampostería debe garantizar una ductilidad suficiente que permita la redistribución de la carga lateral y que, además, proporcione buenas características que ayuden a disipar la energía generada por las cargas sísmicas.

Bajo los efectos de la combinación de las cargas vertical y lateral, las características de resistencia y deformación dependen principalmente de la geometría del muro, el nivel de carga axial, y de la cantidad y distribución del acero de refuerzo, en las direcciones vertical y horizontal. Los dos principales modos de falla que se asocian con los muros de cortante son:

- Falla a flexión, caracterizada por el agrietamiento entre las juntas y cedencia del acero de refuerzo vertical.
- Falla por corte, caracterizada por la tensión diagonal y agrietamiento.



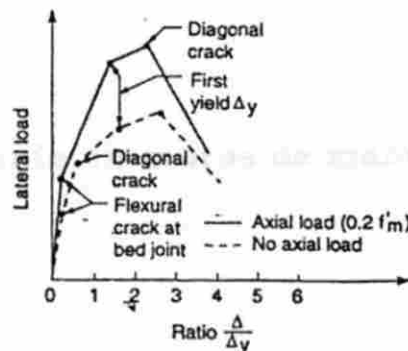
Modo de falla por flexión



a) Mecanismo de resistencia de carga flexionante



Modo de falla por cortante

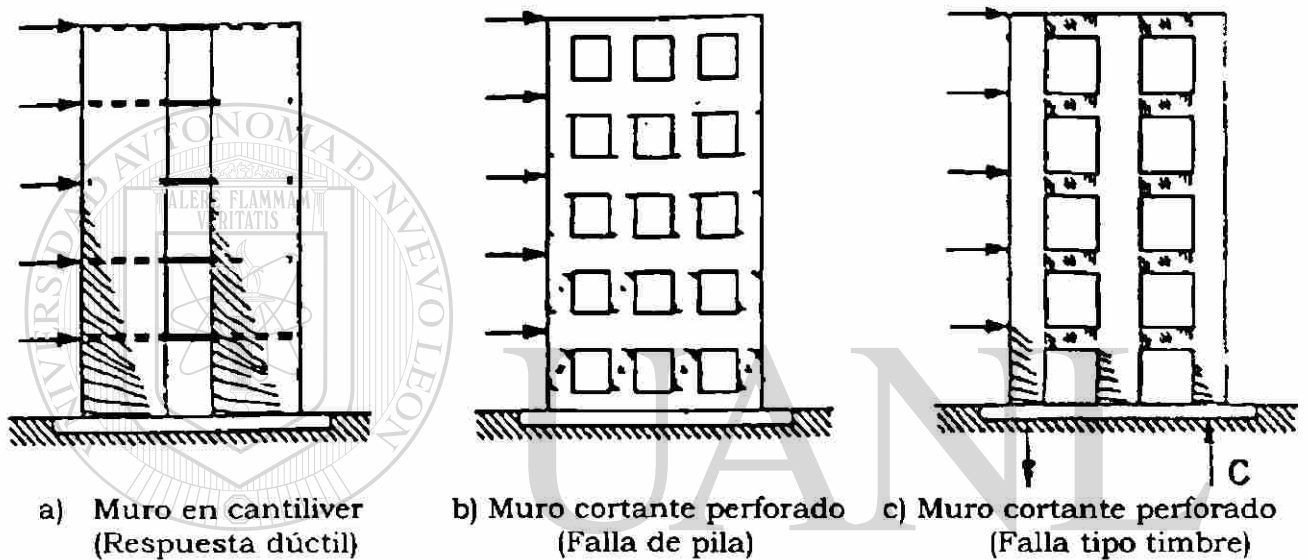


b) Mecanismo de resistencia de carga cortante

Ref: Masonry Structures, Behavior and Design

Fig. 7.4 Comportamiento de muros de cortante de mampostería reforzada.

Se ha podido observar que al tener elevados valores de carga axial de compresión, resulta un incremento en la capacidad para corte y en algunos casos se puede incrementar la capacidad para flexión, exceptuando cuando el esfuerzo de compresión controla el modo de



falla.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Fig.7.5 Respuesta de los muros de cortante de mampostería reforzada para carga sísmica, en edificios de varios niveles.

7.3 Distribución del cortante en muros de mampostería.

7.3.1 Cargas de gravedad.

El cálculo de cargas vivas y muertas debido a las fuerzas de gravedad se basa normalmente en considerar un área tributaria para cada muro.

En este sentido, la presencia de una fuerza axial de compresión puede prevenir que se desarrollen en la mampostería en la mampostería sin refuerzo los esfuerzos de tensión por flexión, o bien en el caso de mampostería reforzada, está puede reducir la cantidad de acero de refuerzo requerido a tensión.

7.3.2 Fuerzas laterales.

Los entresijos de concreto en un edificio de varios niveles tienen una rigidez, en su plano, que es considerablemente más alta, comparada con la rigidez por flexión que un muro cortante de mampostería tiene, en la dirección de su plano. La acción de diafragma rígido de los entresijos que conectan un muro de cortante en cantiliver asegura que la posición del muro, con respecto a otro, no cambiará como resultado de las cargas laterales, afectando con esto la forma de distribuir las fuerzas laterales de viento o sismo sobre los muros de cortante.

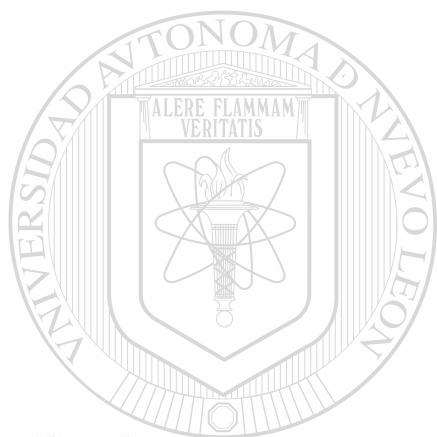
Como un ejemplo, la Fig.7.6 muestra la planta (desplante de muros) de un piso típico, en el cual, el arreglo de los muros de cortante es tal, que el centro de rigideces, CR , no coincide con la localización de la resultante de la fuerza horizontal, CG . De esta forma, las cargas laterales de viento o sismo, en la dirección Norte-Sur, producirán torsión, cuyo efecto deberá ser incluido en el análisis de la distribución

de la fuerza lateral entre los muros de cortante. Debido a que la rigidez en el plano es muy alta, la rigidez de flexión de los muros rectangulares, con respecto a su eje débil, (fuera del plano) puede ser despreciada al momento de distribuir las fuerzas laterales en esos elementos.

La localización del centro de rigideces de los muros de cortante en un nivel de entrepiso, en particular, puede determinarse mediante:

$$\bar{x} = \frac{\sum R_{yi} x_{ref,i}}{\sum R_{yi}} \quad (7.1)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum R_{xi} y_{ref,i}}{\sum R_{xi}}$$



Donde

R_{xi}, R_{yi} = rigidez de un muro cortante i para flexión, en las direcciones “ x ” e “ y ”, respectivamente

$x_{ref,i}, y_{ref,i}$ = distancias en las direcciones “ x ” e “ y ”, respectivamente desde un punto de referencia hasta el muro cortante i .

\bar{x}, \bar{y} = distancia al centro de rigideces del edificio desde el punto de referencia.

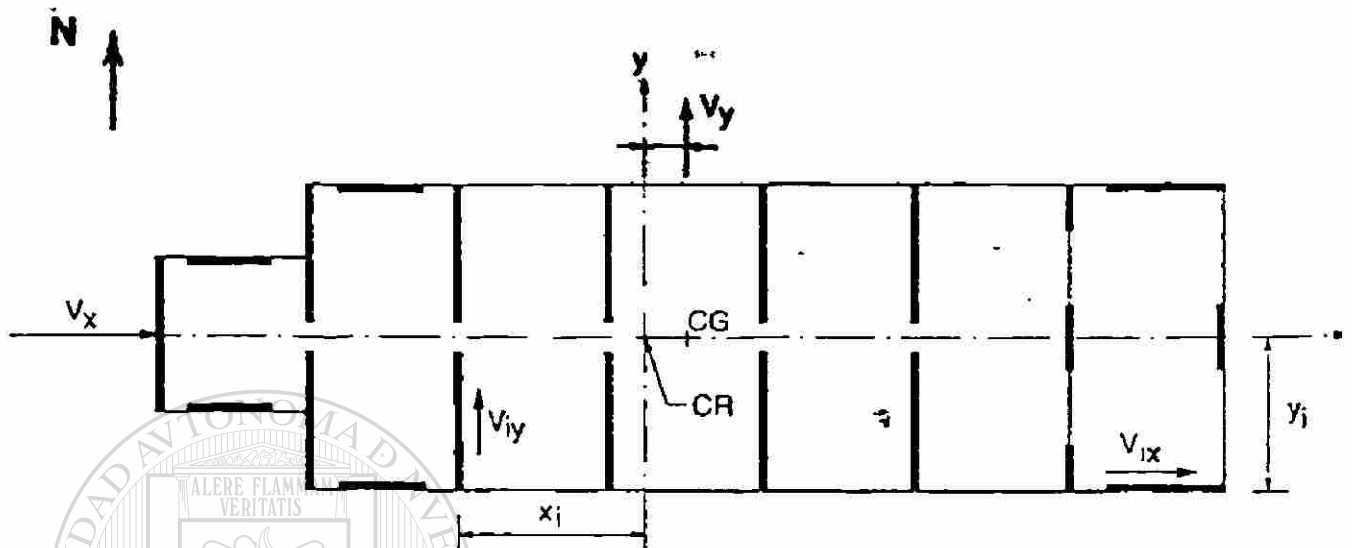


Fig. 7.6 Planta tipo de muros de cortante de mampostería en un edificio de varios niveles.

La rigidez R de un muro de cortante está en función de sus dimensiones, módulo de elasticidad E_m , módulo de rigidez G_m , y las condiciones de apoyo en sus extremos. Para un muro en cantiliver, sujeto a una carga horizontal V en la parte superior, como se muestra en la Fig. 7.7(a), la deflexión debida a la combinación de flexión y cortante está dada por:

$$\Delta_c = \frac{Vh^3}{3E_m I} + \frac{1.2Vh}{G_m A} \quad (7.2)$$

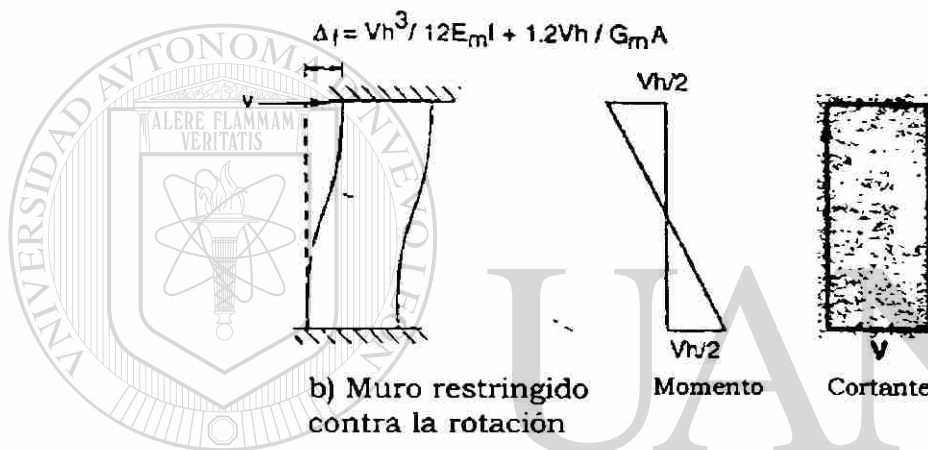
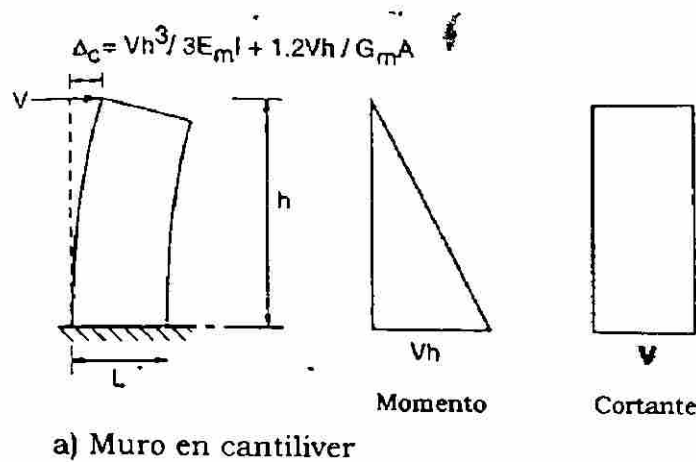


Fig. 7.7 Deflexión de muros de mampostería debido a las deformaciones por flexión y cortante.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Donde, en el último término, el factor 1.2 es un factor de forma para secciones rectangulares, y el área A corresponde a la longitud del muro, multiplicada por el espesor efectivo t . El espesor efectivo puede calcularse como el área mínima con mortero o concreto, de una sección del muro, dividida entre la longitud total del muro.

Para $G_m = 0.4E_m$, y considerando al muro rectangular con $A = Lt$, $I = (L^3t)/12$, la ecuación 7.2 puede simplificarse como:

$$\Delta_c = \frac{V}{Et} \left[4 \left(\frac{h}{L} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{L} \right) \right] \quad (7.3)$$

De forma similar, un muro con sus extremos restringidos contra la rotación, como se muestra en la Fig. 7.7(b), tiene una deflexión debida a la flexión y el cortante de:

$$\Delta_f = \frac{Vh^3}{12E_m I} + \frac{1.2Vh}{G_m A} \quad (7.4)$$

en la cual, para $G_m \cong 0.4E_m$, y considerando al muro de sección rectangular, la ecuación 7.4 se simplifica en

$$\Delta_f = \frac{V}{Et} \left[\left(\frac{h}{L} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{L} \right) \right] \quad (7.5)$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Como un indicador de la contribución relativa de la deformación por cortante, en la deformación total, se presentan algunos valores en la tabla 7.1, para muros rectangulares con variadas relaciones de aspecto h a L . Puede notarse que para muros en cantiliver con relaciones altas de h/L , la componente de la deformación por cortante es muy pequeña y puede ser ignorada en los cálculos de la rigidez del muro.

Tabla 7.1 Efecto de la relación de aspecto sobre la deflexión por cortante.

Relación de aspecto h/L	Porcentaje de deflexión debido al cortante	
	Muro en cantiliver	Muro con extremos empotrados
0.25	92	98
1	43	75
2	16	43
4	5	16
8	1	4.5

Ref: Reglamentos ACI 530/ASCE 5/TMS 402

La rigidez de un muro es inversamente proporcional a su deflexión; de esta forma, para el cálculo de las rigideces que son utilizadas a partir de la ecuación 7.1, se sigue que:

Para muros en cantiliver:

$$R_c = \frac{Et}{4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)} \quad (7.6)$$

Para muros con sus extremos empotrados:

$$R_f = \frac{Et}{\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)} \quad (7.7)$$

Estas relaciones sólo son válidas cuando la carga lateral se concentra en la parte superior del muro; para cualquier otra condición de carga, se deberán aplicar consideraciones distintas. Cuando existen relaciones altas de h/L , el efecto de la deformación por cortante es muy pequeño y los cálculos de las rigideces del muro, basados solamente en la rigidez a la flexión, son bastante razonables; pero para valores intermedios de muros en cantiliver, con relaciones h/L variando entre 0.25 y 4, es muy importante incluir ambas componentes de deflexión en el cálculo de las rigideces relativas.

Los muros de cortante que están unidos a entrepisos que no proporcionen uniones adecuadas, deberá considerarse que actúan como un cantiliver, desde su base. Tomado como referencia la Fig. 7.6, la distribución de toda la carga lateral (viento o sismo) en la dirección Norte-Sur, V_y , considerando a todos los muros en cantiliver, puede determinarse por medio de las expresiones siguientes:

$$V_{yi} = V_{yit} + V_{yir} \quad (7.8)$$

donde V_{yi} es el cortante que resiste el muro i , al aplicar una carga externa en la dirección y . El modo de traslación o cortante directo V_{yit} se calcula mediante:

$$V_{yir} = \frac{R_{yi}}{\sum R_{yr}} V_y \quad (7.9)$$

El modo de rotación o cortante torsional es calculado como:

$$V_{ytr} = \frac{x_i R_{y_i}}{\Sigma(x_i^2 R_{y_i} + y_i^2 R_{x_i})} e_x V_y \quad (7.10)$$

En este caso, el centro de rigideces CR (punto matemático donde se concentran todas las rigideces de los muros), está a una distancia e_x , a partir de la localización de la resultante de la fuerza lateral, CG . Para este efecto torsional, es importante hacer notar que la acción del diafragma rígido de los entrepisos incorpora a todos los muros en la resistencia contra la torsión generada. Este mismo procedimiento se utiliza para calcular las fuerzas cortantes V_{xi} , debidas a la carga lateral en la dirección Este-Oeste.

7.3.2.1 Análisis por cargas laterales (R.D.F.).

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Éstas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones de cortante y flexión, y se tomara la rigidez que los sistemas de piso y techo y la de los dinteles. Siempre será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, ignorando los efectos de torsión y momentos de volteo; empleando el método simplificado de diseño sísmico especificado

en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico, pero deberá cumplirse lo siguiente:

- En todos los niveles. Por lo menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí, mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán una distribución sensiblemente simétrica, con respecto a los ejes ortogonales, o en su defecto, el edificio tendrá, en cada nivel, por lo menos dos muros perimetrales de carga; sensiblemente paralelos entre sí, ligados por los sistemas de piso antes citados, en una longitud no menor que la mitad de la dimensión del edificio, en la dirección de dichos muros.

-
- La relación entre la longitud y el ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0; a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes, cuya relación de longitud a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a los efectos sísmicos.
 - La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio será menor que 1.5 y la altura del edificio no mayor que 13 metros.

- Además, cuando se use dicho método simplificado, la contribución de la resistencia a la fuerza cortante de los muros cuya relación de altura de entrepiso, H , a la longitud, L , es mayor que 1.33, se reducirá multiplicándola por el coeficiente $(1.33 L/H)^2$.

7.3.3 Factores que afectan la distribución de las cargas laterales.

Al negar la resistencia adicional a torsión, que proporcionan los muros con bordes en sus extremos, se incurre en errores al calcular la distribución de las cargas laterales, los cuales son ligeramente menores a aquellos errores que resultan cuando no se toma en cuenta el efecto del agrietamiento sobre la rigidez del muro.

Para muros con borde en sus extremos, el ancho del borde efectivo para diseño no deberá de ser mayor que 6 veces el espesor del muro de borde. Este criterio se utiliza comúnmente en los diseños por resistencia, dando resultados conservadores al determinar la capacidad de la sección sometida a la combinación de flexión y carga axial.

Se debe asumir el hecho de que, al considerar una acción de diafragma rígido, esto es tan sólo una aproximación, debido a que todos los diafragmas de entrepisos y azotea se deforman en alguna dirección. Para muros de cortante, contruidos con mampostería reforzada, esta

aproximación no es muy crítica, debido a que existen incongruencias en la distribución elástica de la carga lateral, las cuales se compensan por la redistribución seguida del agrietamiento y la deformación inelástica de los muros de cortante.

7.4 Efecto de las aberturas en los muros de mampostería.

7.4.1 Muros de cortante de mampostería en edificios de varios niveles.

La ubicación de los huecos o aberturas en los muros de mampostería, tiene un marcado efecto sobre dos aspectos; en la apariencia del edificio y en la respuesta estructural, al mismo tiempo.

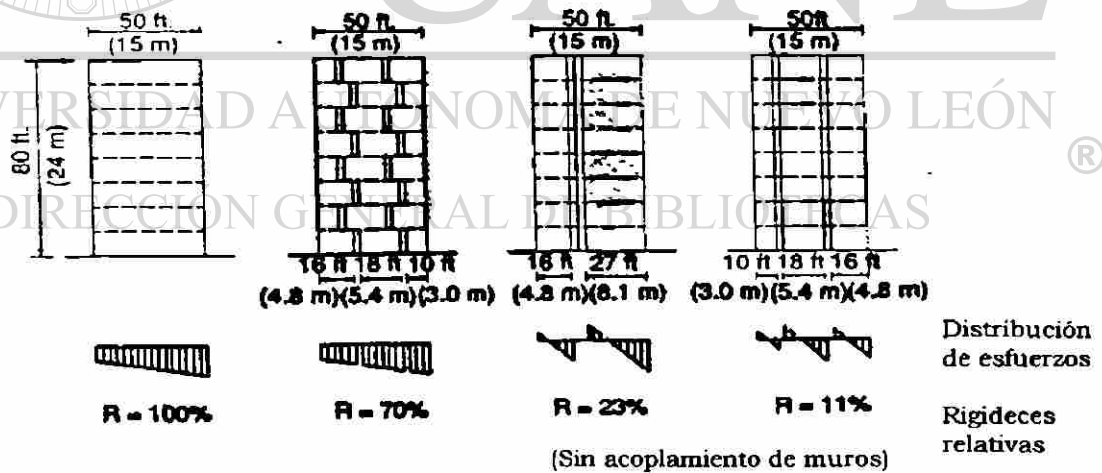


Fig. 7.8 Rigideces relativas de muros de mampostería con aberturas.

Los muros de mampostería que contienen huecos verticales alineados tienden a dividir al muro en dos franjas, logrando con ello una

gran reducción de la rigidez total del edificio. El agrupamiento de los muros de cortante genera una complejidad en las construcciones de mampostería debida a la dificultad de proveer continuidad en la intersección de los muros con las vigas horizontales.

Se ha utilizado una gran cantidad de diferentes métodos de análisis para considerar el agrupamiento de los muros de cortante, durante la determinación de los requerimientos de diseño y en la predicción de los desplazamientos. Algunos reportes indican que los métodos estándares de análisis no brindan predicciones confiables en la determinación de los esfuerzos ni en los desplazamientos para muros agrupados de mampostería sin refuerzo. El método del cantiliver, que ignora cualquier agrupamiento de muros de cortante, sobrestima el valor de los esfuerzos en la fibra extrema y, por ende, los desplazamientos. El método continuo, que asume la intersección de muros, provee una estimación razonable de los esfuerzos, pero subestima la deflexión. La conclusión es que el análisis basado sobre un marco equivalente o franja de columna para muros largos de cortante es un enfoque más acertado, pero el efecto de la deformación por cortante puede subestimarse de manera significativa. El análisis numérico por medio del método del elemento finito puede modelar una distribución no lineal de esfuerzo-deformación, a lo largo del muro, y producir resultados consistentes con los

resultados de pruebas, mostrando con ello una disminución de la rigidez, al tener grandes cargas de cortante.

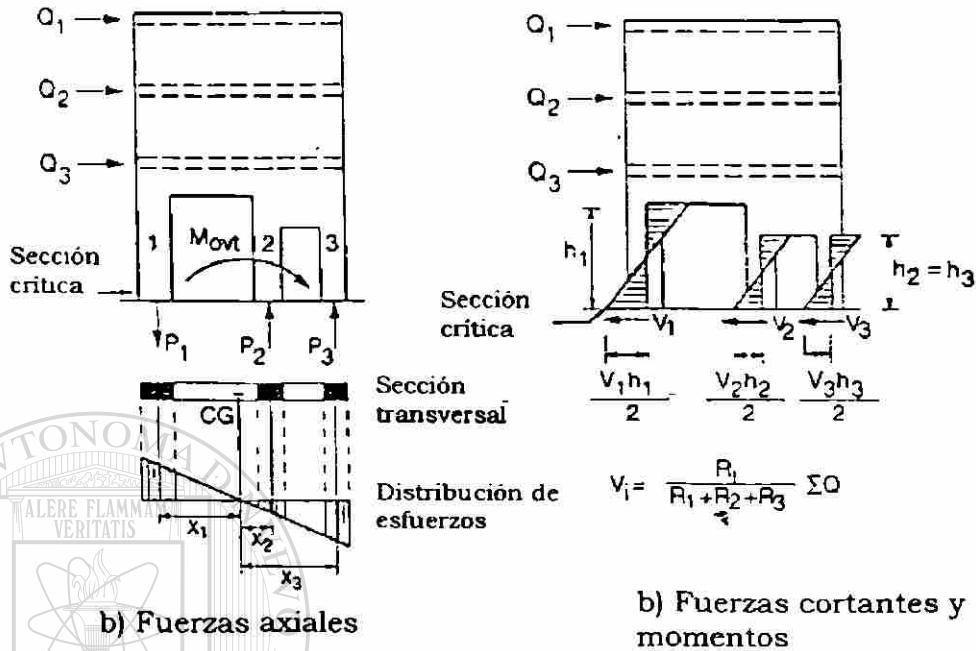


Fig. 7.9 Fuerzas actuando sobre el piso inferior de un edificio de varios niveles.

Para un muro de cortante, como el mostrado en la Fig. 7.9, el área muy rígida del muro, ubicada sobre los huecos, provoca que la sección transversal, que está definida por las franjas de muro aisladas, actúe como una sección compuesta, en la cual, puede determinarse el centroide y sus propiedades. La distribución de esfuerzos debidos al momento provocado por el hueco M_{ovt} puede determinarse mediante $\sigma_i = \frac{M_{ovt} x_i}{I}$, para varios puntos "i" a una distancia x_i , a partir del centroide de esas franjas de muro. El efecto es tal, que la suma de los esfuerzos axiales sobre cada franja de muro produce una fuerza axial igual al área

de la franja de muro, multiplicada por el esfuerzo promedio aplicado sobre esa franja. Cada una de estas fuerzas resultantes P_i se localiza ligeramente fuera del centro de cada franja, debido al gradiente de esfuerzos. De esta forma, una aproximación conservadora es suponer que la fuerza axial desarrollada en cada franja de muro, debida al momento provocado por el hueco, se localizará en el centro de la franja. Entonces, la fuerza axial en cualquier franja de muro, debida a la presencia del hueco, Fig. 7.9(a), puede calcularse a partir de la siguiente expresión:

$$P_i = \frac{M_{ovi} x_i A_i}{\sum A_i x_i^2} \quad (7.11)$$

Adicionalmente, a la fuerza axial desarrollada por la presencia del hueco, la fuerza cortante V_i que resiste cada franja del muro causará un momento adicional en el extremo de la franja, M_i , de

$$M_i = V_i h_i / 2 \quad (7.12)$$

Donde h_i es la altura libre de cada franja de muro. En este análisis, los extremos del muro se consideran como empotrados. Ver la Fig. 7.9(b). El método para distribuir el cortante total en las franjas de los muros se discute en la siguiente sección.

Si el área que representan las aberturas en el muro es solamente del 5 al 10% del área total del muro, y los huecos son relativamente pequeños y bien distribuidos, el efecto de las discontinuidades en la distribución de la tensión sobre la longitud del muro es por lo regular ignorada y el análisis de rigidez puede basarse en la rigidez del área gruesa de la sección transversal. Los esfuerzos debidos a la carga axial, la flexión y el cortante se pueden basar en la sección mínima que toma en cuenta el hueco en el muro, pero suponiendo una distribución lineal de la tensión sobre la longitud del muro.

7.4.2 Combinación de segmentos verticales y horizontales de muros de cortante.

Como se mencionó con anterioridad, en presencia de aberturas grandes en el muro, el agrupamiento de segmentos (frangas de muro) es muy difícil de mantener; de esta forma, una aproximación aceptable es la de minimizar la cantidad de segmentos agrupados y analizar el muro como una combinación de frangas de muro, en cantiliver en la dirección horizontal, como se muestra en la Fig. 7.9(a), en este caso, la rigidez combinada R resulta:

$$R = R_{c1} + R_{c2} + R_{c3} \quad (7.13)$$

Donde R_{c1} , R_{c2} , y R_{c3} son las rigideces de los cantilivers 1,2 y 3 respectivamente.

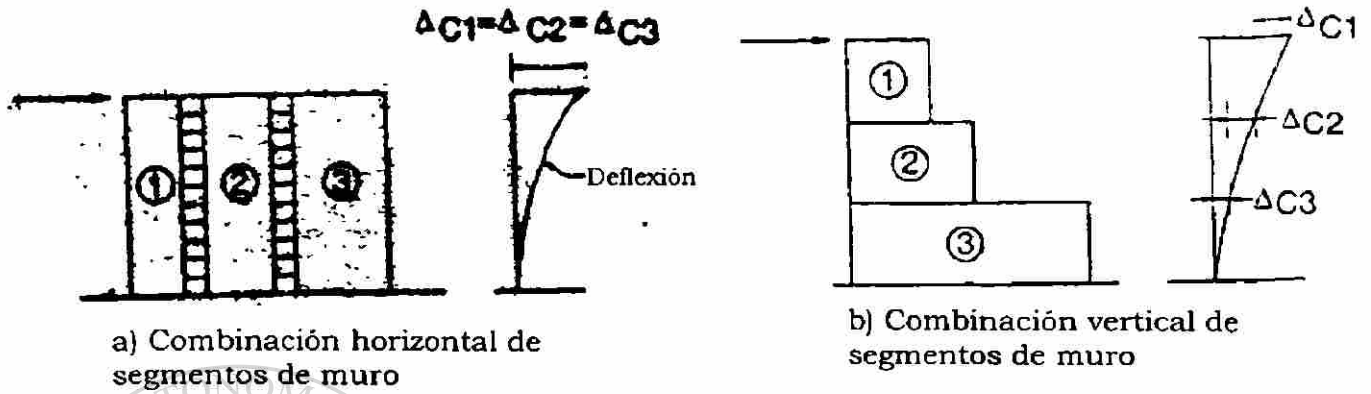


Fig. 7.10 Combinación de segmentos para el cálculo de las rigideces de muros con aberturas.

Si los segmentos del muro se combinan en la dirección vertical, como se muestra en la figura 7.9(b), la rigidez combinada puede determinarse como:

$$R = \frac{1}{\Delta_{c1} + \Delta_{c2} + \Delta_{c3}} = \frac{1}{\frac{1}{R_{c1}} + \frac{1}{R_{c2}} + \frac{1}{R_{c3}}} \quad (7.14)$$

Donde R_{c1} , R_{c2} y R_{c3} son las rigideces de los segmentos de muro 1,2 y 3 respectivamente, cuando son considerados como cantiliver. Esta expresión ignora la rotación que ocurre en el borde superior de los segmentos 2 y 3 y de esta forma sobrestima la rigidez del muro. Adicionalmente, esta expresión es válida únicamente cuando las cargas se aplican en el borde superior del piso considerado.

7.4.3 Rigidez de muros con aberturas en edificios de poca altura.

Para muros con huecos, donde la fuerza cortante se aplica en la parte superior del muro, como en el caso de un edificio de un sólo nivel, se utilizan dos diferentes métodos, aproximados. La deflexión total calculada y las rigideces difieren, debido a los distintos enfoques que adopta cada método al determinar la deflexión atribuida a las franjas de muro que incorporan aberturas.

7.4.3.1 Método 1

En este método, el muro se divide en segmentos separados en su parte superior, uno de otro, en series verticales y las deflexiones de todos los segmentos se suman para obtener la deflexión total del muro.

La deflexión de cada uno de los segmentos contenidos entre los huecos, se basa en la consideración de empotramiento en los extremos, superior e inferior del muro. Las deflexiones de los segmentos sólidos se calculan asumiendo la acción de cantiliver. Este método se aplica más comúnmente a muros que se consideran cuadrados ($h/L < 0.5$), donde la componente dominante de la deflexión es la del cortante, la cual, no produce rotación.

Para cada segmento vertical del muro, limitado por franjas horizontales, la deflexión para cada segmento conectado en la serie horizontal es el recíproco de la suma de las rigideces. A continuación se presenta el desarrollo del método para el muro mostrado en la Fig. 7.11.

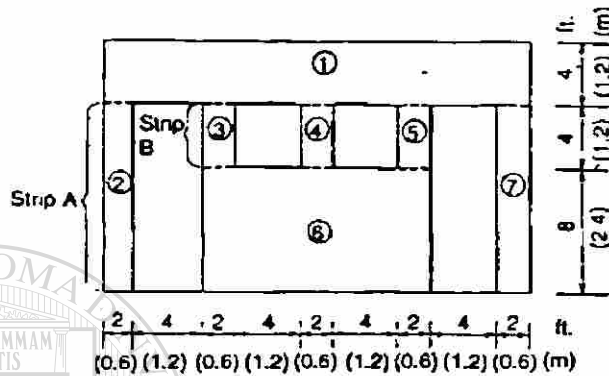


Fig. 7.11 Muro con aberturas (Cálculo de rigidez y distribución de cargas laterales).

Donde la rigidez total es dada por:

$$R_{muro} = \frac{1}{\Delta_{lc} + \Delta_{2,3,4,5,6,7(f)}} \quad (7.15)$$

$$= \frac{1}{\frac{1}{R_{lc}} + \frac{1}{R_{2,3,4,5,6,7(f)}}} \quad (\text{combinación vertical}) \quad (7.16)$$

donde $R_{2,3,4,5,6,7(f)} = R_{2f} + R_{3,4,5,6(f)} + R_{7f}$ (combinación horizontal)

$$R_{3,4,5,6(f)} = \frac{1}{\frac{1}{R_{3,4,5(f)}} + \frac{1}{R_{6f}}} \quad (\text{combinación vertical}) \quad (7.17)$$

$$R_{3,4,5,(f)} = R_{3f} + R_{4f} + R_{5f} \quad (\text{combinación horizontal}) \quad (7.18)$$

Para las dimensiones mostradas:

$$R_{1c} = 2.10 E_{mt}$$

$$R_{2f} = R_{7f} = 0.004 E_{mt}$$

$$R_{3f} = R_{4f} = R_{5f} = 0.071 E_{mt}$$

$$R_{6f} = 0.526 E_{mt}$$

$$\text{Resultando que } R_{muro} = 0.149 E_{mt}$$

7.4.3.2 Método 2.

En lugar de considerar la sumatoria de las deflexiones de las partes individuales, este método involucra en los cálculos de la deflexión de la parte superior del muro, la consideración de que el muro es sólido.

Entonces, para las franjas de muro que contienen aberturas, la deflexión que se obtiene considerando una sección sólida se resta y finalmente, se agrega la deflexión del sistema de segmentos de muro entre aberturas, considerando sus extremos empotrados. A continuación se ilustran los cálculos de la rigidez, para el muro de la Fig. 7.11.

$$\Delta_{muro} = \Delta_{muro.solido(c)} - \Delta_{franjaA(c)} + \Delta_{2,3,4,5,6,7(f)} \quad (7.19)$$

$$\Delta_{2,3,4,5,6,7(f)} = \frac{1}{R_{2,3,4,5,6,7(f)}} \quad (7.20)$$

$$R_{2,3,4,5,6,7(f)} = R_{2f} + R_{3,4,5,6(f)} + R_{7f} \quad (\text{combinación horizontal}) \quad (7.21)$$

$$R_{3,4,5,6(f)} = \frac{1}{\Delta_{3,4,5,6(f)}} \quad (7.22)$$

En el cual:

$$\Delta_{3,4,5,6(f)} = \Delta_{\text{solida},3,4,5,6(f)} - \Delta_{\text{franjaB}(f)} + \Delta_{3,4,5(f)}$$

En este caso, la condición de extremos empotrados se considera para todas las partes, debido a que el efecto de la resistencia rotacional proveída por el segmento 1 (ver figura 7.11). Para la combinación en la dirección horizontal de los segmentos 3,4, y 5 se tiene:

$$\Delta_{3,4,5(f)} = \frac{1}{R_{3f} + R_{4f} + R_{5f}} \quad (7.23)$$

Para las dimensiones mostradas,

$$\Delta_{\text{solida}} = 2.778 / E_m t \quad \text{y, para la comparación lateral, } R_{\text{solidamuro}} = 0.36 E_m t$$

$$\Delta_{\text{franjaA}(c)} = 1.778 / E_m t$$

$$\Delta_{\text{solida},3,4,5,6(f)} = 3.201 / E_m t$$

$$\Delta_{\text{franjaB}(f)} = 0.880 / E_m t$$

$$\Delta_{3,4,5(f)} = 4.667 / E_m t$$

$$\Delta_{3,4,5,6(f)} = 3.201 / E_m t - 0.880 / E_m t + 4.667 / E_m t$$

$$= 6.987/E_m t, \text{ de forma que } R_{3,4,5,6(f)} = 0.143E_m t$$

$$R_{2f} - R_{7f} = 0.004E_m t$$

$$\Delta_{2,3,4,5,6,7(f)} = 6.623/E_m t$$

$$\text{Resultando en que } \Delta_{muro} = 7.623/E_m t \text{ ó que } R_{muro} = 1/\Delta_{muro} = 0.131E_m t$$

Para el muro ilustrado en la Fig. 7.11, comparado con un muro sólido, los muros con aberturas resultan con rigideces entre el 41.4% y el 36.4%, para los Métodos 1 y 2 respectivamente. A pesar de no contar con la suficiente evidencia para determinar cual método es mejor, en la práctica común, se emplea más el Método 2.

7.5 Diseño de muros de mampostería sometidos a cortante.

A pesar de que el diseño de muros sometidos a carga axial y flexión se presentó en el Capítulo 5 de esta tesis, aquí se describen algunos aspectos de esta parte del diseño correspondientes a un muro de cortante.

7.5.1 Muros de mampostería reforzada sometidos a esfuerzo cortante.

El comportamiento de muros de cortante, construidos con mampostería reforzada, es muy diferente de los muros de cortante simples; debido a que el refuerzo y el mortero contribuyen

significativamente para incrementar la capacidad de carga y disminuir las propiedades de deformación de la sección. Al incluir el acero de refuerzo a tensión, uniformemente distribuido en la longitud del muro, se mejora el comportamiento de un muro de mampostería, cuando éste se somete a esfuerzo de corte, convirtiéndose en un requerimiento reciente en los códigos de mampostería. Algunos de los beneficios incluyen el mejorar la resistencia al volteo, controlar el agrietamiento diagonal, y reducir la congestión del acero de refuerzo en los extremos del muro; de forma similar, cuando se añade acero de refuerzo, distribuido uniformemente en la altura del muro, se provee de una mayor resistencia al cortante, y se asegura la falla dúctil por flexión.

7.5.1.1 Carga axial.

Debido a que, generalmente, es muy poco el porcentaje de acero de refuerzo vertical en un muro de mampostería de cortante, normalmente se desprecia la contribución del acero de refuerzo sobre la capacidad de soportar carga axial. En caso de incluir la contribución del acero, se deberán satisfacer las provisiones especiales para el soporte lateral del acero de refuerzo, por medio de conectores metálicos. Para el diseño por resistencia, y con una adecuada sujeción lateral del acero de refuerzo, la capacidad de la sección, para soportar carga axial es dada por la siguiente expresión:

$$P_o = 0.85 f'_m [A_n - A_s] + A_s F_y \quad (7.24)$$

Donde f'_m es la resistencia a la compresión de la mampostería, A_n es el área neta de la mampostería, A_s y F_y son el área y resistencia a la fluencia del acero de refuerzo respectivamente. La carga axial de diseño P_u , que la sección transversal de un muro de mampostería sometido a cortante puede soportar, queda definida en el Reglamento *UBC*, como:

$$P_u \leq \phi(0.80)P_o \quad (7.25)$$

Donde $\phi = 0.65$. El valor de 0.80 se incluye para proveer una reserva adicional de resistencia, para la condición de carga crítica.

7.5.1.2 Combinación de carga axial y flexión.

Para diseño por esfuerzos de trabajo, el cálculo de esfuerzos en el acero de refuerzo, y la determinación de la cantidad de acero requerido se basan en el análisis elástico lineal presentado en el capítulo 5 de esta tesis, para el caso de muros de mampostería sujetos a flexión fuera del plano. No debe excederse la tensión permisible en el acero de refuerzo y el esfuerzo de compresión en la mampostería se limita a valores que varían entre los intervalos de $0.23f'_m$ a $0.33f'_m$. Ciertos reglamentos de mampostería permiten incrementar en un tercio el esfuerzo permisible

para la combinación de cargas de viento o sismo, con las de gravedad (viva y muerta). Todo el esfuerzo de tensión deberá ser soportado por el acero de refuerzo vertical, asumiendo un valor de resistencia a la tensión igual a cero, para la mampostería. Para muros traslapados (que se interceptan), se permite tomar en cuenta el ancho efectivo del borde definido en los códigos de mampostería, para el cálculo de los esfuerzos, recordando que la presencia de bordes no simétricos en el extremo de un muro resulta en una respuesta no simétrica de los muros sometidos a cargas laterales.

Como se discutió en el Capítulo 5, para reglamentos en los cuales los esfuerzos permisibles de compresión y flexión por compresión difieren o donde el efecto de esbeltez se toma en cuenta en el esfuerzo axial permisible F_a , la ecuación unitaria puede utilizarse nuevamente para la combinación de los efectos de la carga axial y el momento flector. De esta forma, los esfuerzos de compresión f_a y f_b , debidos a la carga axial y al momento flector, respectivamente, pueden calcularse de forma independiente, para luego introducirlos en la ecuación unitaria antes descrita:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \text{ o } 1.33$$

Cuando la esbeltez de un muro de cortante, en dirección a su eje débil (fuera del plano) es significativa, o cuando la flexión fuera del

plano ocurre simultáneamente con la flexión en el plano, los reglamentos que utilizan el enfoque de amplificación de momentos pueden incorporar el efecto fuera del plano. Considerando flexión biaxial y utilizando el método del contorno antes descrito; pero tomando en cuenta a la relación de aspecto de la sección del muro:

$$\frac{M_{x,diseño}}{M_x} + \frac{M_{y,diseño}}{M_y} = 1.0 \quad (7.26)$$

Donde

$M_{x,diseño}, M_{y,diseño}$ = momento de diseño en la dirección “x” e “y”

respectivamente, y con el momento amplificado en la dirección fuera del plano para tomar en cuenta la esbeltez.

M_x, M_y = momento permisible en las direcciones “x” e “y” correspondientes a la carga axial de diseño.

Debe notarse que, a menos que se utilice la flexión fuera del plano para determinar principalmente los efectos de esbeltez, el efecto de una excentricidad mínima fuera del plano no se incluye normalmente en el diseño de muros de cortante de mampostería. En los métodos de diseño por resistencia y estados límite, se permite

determinar la capacidad de la sección utilizando las consideraciones empleadas en elementos de concreto reforzado.

Basándose en las consideraciones del Reglamento *UBC*, que son semejantes a las empleadas por el Reglamento *ACI* para elementos de concreto reforzado, se propusieron las siguientes expresiones para determinar la capacidad de carga axial P_n y momento flector M_n , de muros de mampostería reforzada con distribución simétrica del acero de refuerzo a tensión.

$$P_n = 0.72 f'_m cb - \sum_{i=1}^n A_{s_i} f_{s_i} \quad (7.27)$$

$$M_n = 0.72 f'_m cb \left(\frac{L}{2} - \frac{0.85c}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{s_i} f_{s_i} \left(d_i - \frac{L}{2} \right) \quad (7.28)$$

$$f_{s_i} = 0.003 E_s \left(\frac{d_i - c}{c} \right) \leq f_y \quad (7.29)$$

los términos c , b , d_i y L , son están referidos a la Fig. 7.12(a)

En los casos en que la carga axial sea relativamente pequeña, comparada con la flexión y donde se tenga muy poco refuerzo vertical, la pequeña zona de compresión resulta en una distribución de esfuerzos que mantiene un esfuerzo de cedencia en la mayoría del acero a tensión. En esta situación, que se ilustra en la figura 7.12(b),

la capacidad de momento nominal, M_n , puede determinarse de forma aproximada, mediante la siguiente expresión:

$$M_n = A_{st} f_y \frac{d}{2} + P_n \frac{L}{2} \quad (7.30)$$

Donde

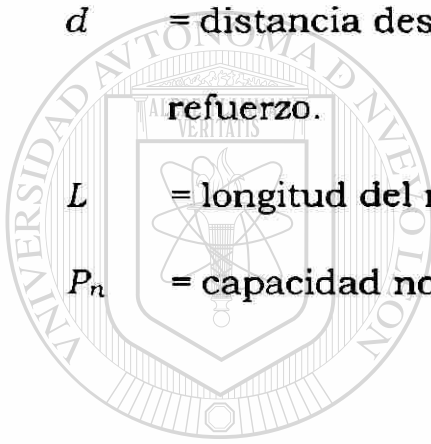
A_{st} = área total del refuerzo vertical.

f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.

d = distancia desde la fibra extrema en compresión al refuerzo.

L = longitud del muro.

P_n = capacidad nominal de compresión axial.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

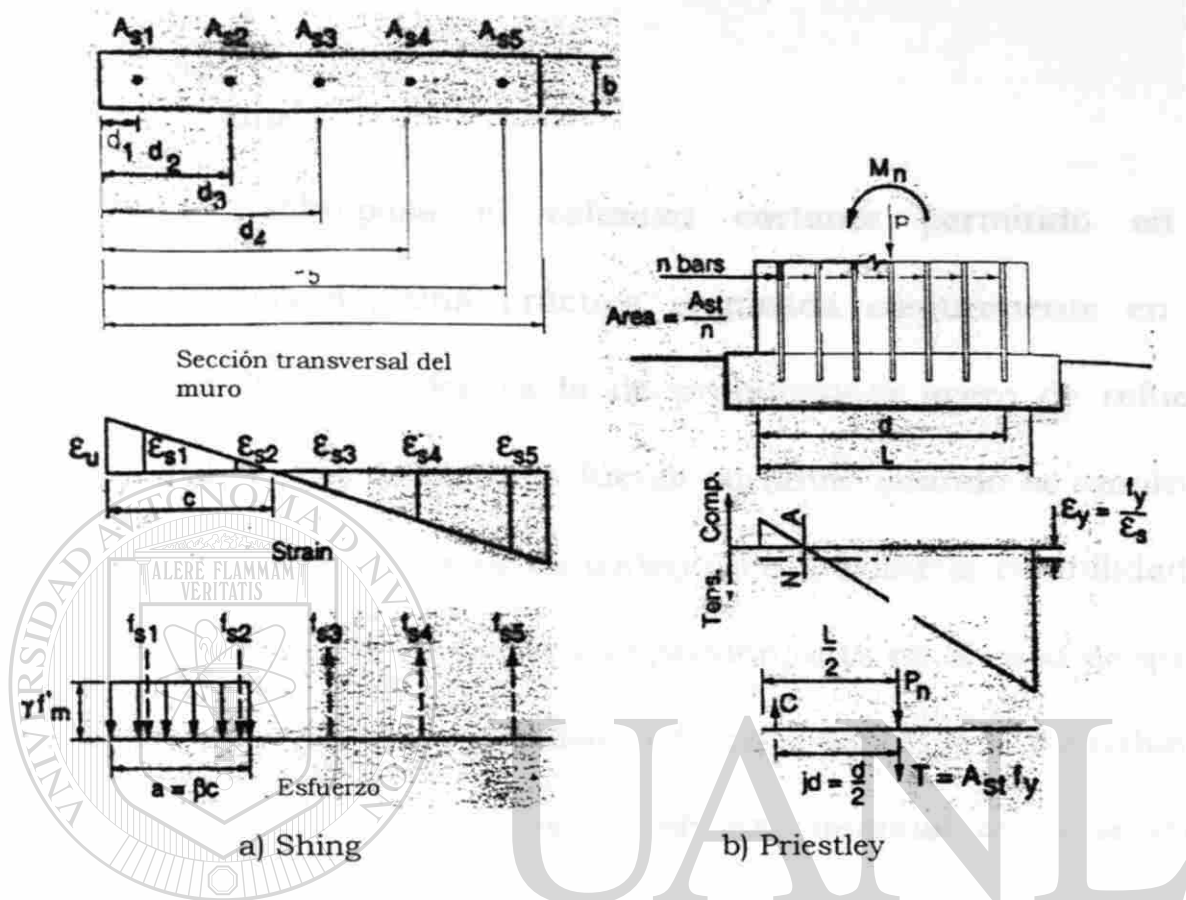


Fig. 7.12 Contribución del acero vertical en la resistencia a la flexión de un muro de mampostería.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Los factores de reducción de resistencia varían en un intervalo de 0.65 a 0.85, dependiendo de la influencia de la carga axial. Dichos factores han sido implantados para poder tomar en cuenta las variaciones estáticas en las propiedades de los materiales, las dimensiones de los elementos y las limitaciones de los análisis. Se ha demostrado que existe un ligero error (menor que el 5%), resultado de la distribución uniforme del refuerzo vertical, comparado con el

hecho de colocar la misma cantidad de acero, pero concentrada en los extremos del muro.

7.5.1.3 Cortante.

Cuando se sobrepasa el esfuerzo cortante permitido en la mampostería reforzada, una práctica empleada comúnmente en los reglamentos de Norteamérica es la de proporcionar acero de refuerzo horizontal, el cual resistirá toda la fuerza cortante, cuando se emplea el método de diseño por esfuerzos de trabajo. Para evitar la posibilidad de que el refuerzo horizontal falle por compresión, aún en el caso de que el acero de refuerzo horizontal esté diseñado para soportar la totalidad de la fuerza cortante, debe limitarse el esfuerzo nominal de corte en la mampostería, calculado mediante $f_v = V/bjd$. Estos límites de esfuerzo nominal de corte han sido expresados en función de la resistencia de la mampostería a la compresión, f_m , y recientemente se definen en función de la relación de aspecto, representada por la expresión M/Vd . Los bajos valores de M/Vd corresponden a límites altos de esfuerzos cortantes.

En las previsiones del método de diseño por resistencia, del Reglamento *UBC*, la capacidad nominal de cortante V_n se especifica como:

$$V_n = V_m + V_s \quad (7.31)$$

$$V_m = C_d A_{mv} \sqrt{f'_m} \quad (7.32)$$

$$V_s = A_{mv} \rho_n f_y \quad (7.33)$$

A_{mv} = área neta de la sección horizontal del muro.

C_d = coeficiente de cortante, el cual, para f'_m en psi, es igual a 2.4 para $M/V_d < 0.25$ y 1.2 para $M/V_d > 1.0$ (0.20 y 0.10, Para valores de f'_m en MPa respectivamente). Se permite la Interpolación lineal para valores intermedios.

ρ_n = razón de refuerzo (o acero distribuido) sobre un plano vertical.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

El cambio en el enfoque es el de permitir que la mampostería continúe soportando algo de corte aún y cuando se requiere el refuerzo por cortante. Este enfoque es similar al diseño por cortante empleado en concreto reforzado. En la región crítica, el cortante último V_u , se calcula a una altura de $h_p/2$ sobre la base del muro y deberá ser menor o igual al permisible, donde ϕ toma un valor de 0.60. El Reglamento *UBC* permite que el valor de reducción ϕ sea igual a 0.80, en muros de cortante donde la resistencia nominal por corte excede al cortante

correspondiente para el desarrollo de la resistencia nominal de flexión. Para determinar el área de acero requerida para resistir la totalidad de la fuerza cortante en los muros de cortante de mampostería en cantiliver, se han definido dos ecuaciones:

$$A_v = \frac{V_u s}{\phi_s f_y d} \quad \text{para } \frac{M}{Vd} > 1 \quad (7.34)$$

$$A_v = \frac{V_u s}{\phi_s f_y L} \quad \text{para } \frac{M}{Vd} < 1 \quad (7.35)$$

Donde

V_u = cortante último.

s = separación vertical del refuerzo horizontal.

f_y = resistencia a la fluencia del acero horizontal.

d = profundidad efectiva del acero vertical en tensión.

L = longitud del muro.

ϕ_s = factor de reducción de resistencia = 0.80.

7.5.2 Consideraciones especiales de diseño sísmico.

En áreas de alta actividad sísmica, deben implantarse consideraciones especiales de diseño y detalles de refuerzo, con el fin de lograr un buen comportamiento. Los muros cortantes deben distribuirse adecuadamente en las dos direcciones ortogonales del edificio, y

deberán ser colocados lo más simétricamente posible para minimizar el efecto de torsión. La relación de altura / espesor, de muros de cortante debe de revisarse con el fin de evitar alguna inestabilidad lateral.

7.5.2.1 Ductilidad.

Debido a que las estructuras de mampostería son muy rígidas, la respuesta de aceleración durante un sismo puede ser muy alta. De acuerdo con algunos reglamentos, las cargas de diseño son normalmente reducidas por un factor de 3 o 4, implicando cierta demanda de ductilidad. La ductilidad de un muro de cortante es un indicador de la capacidad adquiridas para contrarrestar deformaciones inelásticas debidas a cargas sísmicas, sin apreciable pérdida de resistencia y con muy poca pérdida de la rigidez.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

La ductilidad se puede determinar mediante una aproximación elastoplástica de la respuesta a la carga-deformación de un muro de cortante en cantiliver, utilizando un bloque equivalente de compresión.

Como se ha visto, el porcentaje de acero, el nivel de carga axial, y el confinamiento del acero de refuerzo son los parámetros críticos que afectan la ductilidad del muro. Los bajos porcentajes de acero vertical de tensión (flexión) y los bajos niveles de carga axial resultan en valores altos de capacidad en ductilidad.

Se recomienda que, en ausencia de requisitos específicos de los reglamentos, en lo referente a los muros de mampostería, los coeficientes sísmicos para el cortante basal sean los requeridos para muros de concreto reforzado, que tengan la misma rigidez, multiplicados por un factor de 1.2, para muros con un esfuerzo cortante máximo hasta de 1.25 MPa, incrementándose linealmente, hasta 2.4, para esfuerzos cortantes de 2.05 MPa. Para muros de mampostería con relleno de mortero reforzado, que no tengan placas de confinamiento en las posibles zonas de aplastamiento, se deberá adoptar el límite superior de 2.4, para todos los niveles de esfuerzo cortante.

7.5.2.2 Desplazamiento.

Debe limitarse el desplazamiento horizontal, para controlar los efectos P- Δ y para asegurar un estado de respuesta dentro del intervalo inelástico. Un límite de desplazamiento de 0.005 veces la altura del muro, sujeto a cargas de servicio, se especifica para el diseño de muros de cortante, de acuerdo con el Reglamento *UBC*.

7.5.2.3 Anclaje

Los muros de cortante de mampostería deben ser anclados adecuadamente a todos los entrepisos y a la azotea. El anclaje deberá

proveer una conexión directa, capaz de resistir la fuerza horizontal considerada en el diseño debido a sismos. Los reglamentos de los Estados Unidos requieren que la fuerza mínima de diseño sea de 200 lb/pie (2.92 kN/m). Los conectores deberán estar embebidos en el refuerzo de las cadenas de cerramiento o en las celdas verticales con refuerzo de la mampostería.

7.5.2.4 Refuerzo.

El refuerzo horizontal requerido para resistir el cortante deberá estar uniformemente distribuido y embebido en mortero. El mayor espaciamiento en cada dirección, de acuerdo con los requerimientos de los reglamentos de Norte América, no deberá exceder la menor dimensión entre la mitad de la longitud o la altura del muro, ni ser mayor que 1.2 metros. En zonas sísmicas se requiere acero de refuerzo en las dos direcciones. La suma de las áreas de acero distribuido debe ser por lo menos de 0.002 veces el área gruesa de la sección transversal del muro y la menor cantidad de acero de refuerzo en cualquier dirección no deberá ser menor que 0.0007 veces el área gruesa de la sección transversal del muro.

El refuerzo por cortante deberá de terminar con un gancho estándar de 135° o 180°, o con una extensión igual o mayor que la que se requiere para un anclaje total.

Los Reglamentos *ACI530*, *ASCE5*, *TMS402* especifican una cantidad mínima de acero de refuerzo horizontal de 0.0015 veces la sección transversal del muro.

El refuerzo deberá de ser continuo en las esquinas y a través de las intersecciones. Los diseñadores deberán evitar que los traslapes se presenten en las zonas críticas del muro.

7.5.2.5 Elementos en las fronteras.

Un elemento de frontera consiste en una sección de muro de gran espesor y especialmente reforzada, que debe colocarse en el extremo de un muro de cortante, cuando el modo de falla es de flexión y cuando el valor máximo de esfuerzo de la fibra en compresión, bajo cargas factorizadas, excede a $0.20 f_m$. Los elementos frontera deberán estar reforzados para confinar el acero de refuerzo vertical en los extremos del muro, cuando el modo de falla es de flexión y el valor máximo de esfuerzo de compresión excede de $0.4 f_m$.

7.5.3 Conexión de muros.

Las conexiones entre los muros de mampostería y las losas de entrepiso o azotea, e intersecciones con otros muros, juegan un papel importante en la respuesta estructural de los edificios de mampostería

de varios niveles y su resistencia para cargas laterales. La localización de estas conexiones típicas se ilustra en la Fig. 7.13.

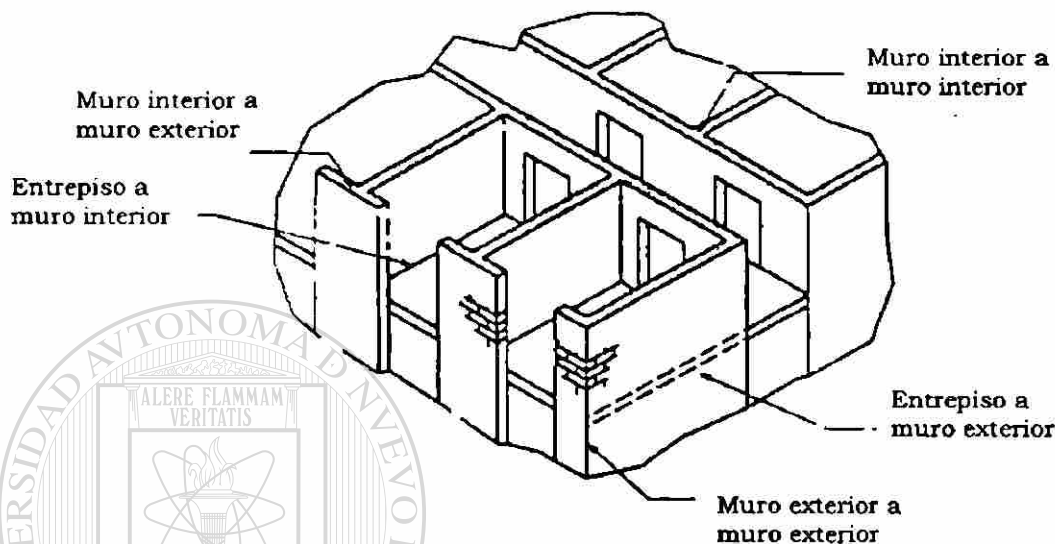


Fig. 7.13 Conexiones de muros en edificios de mampostería de varios niveles.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
ALERE FLAMMAM VERITATIS
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Las conexiones de la losa al muro deberán ser capaces de transferir las fuerzas laterales, desde los diafragmas del entresijo y la azotea, hacia los muros de cortante. Se muestran los detalles de conexiones típicas de entresijo a muro, en la Fig. 7.14.

Si en el diseño del muro se utiliza la intersección del borde (muro secundario) para resistir la carga lateral, se deberán disponer detalles idóneos, que garanticen la adecuada transferencia del cortante entre la intersección de esos muros. Esto puede lograrse a través del traslape de

las unidades de mampostería, el uso de conectores metálicos o mediante cadenas de cerramiento.

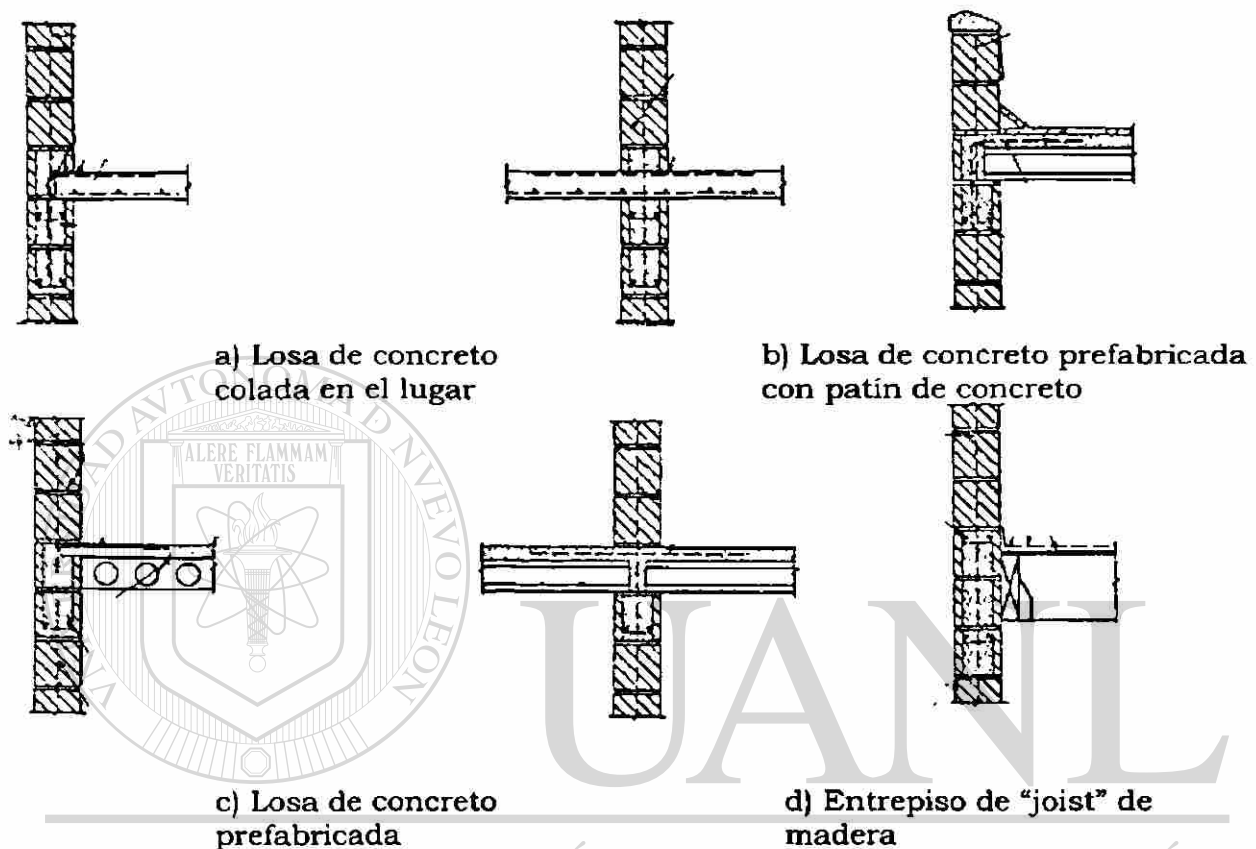


Fig. 7.14 Detalles de conexiones muro-entrepiso, y muro-azotea. [®]

7.6 EJEMPLOS DE DISEÑO

7.6.1 Muro de mampostería reforzada sometido a cortante.

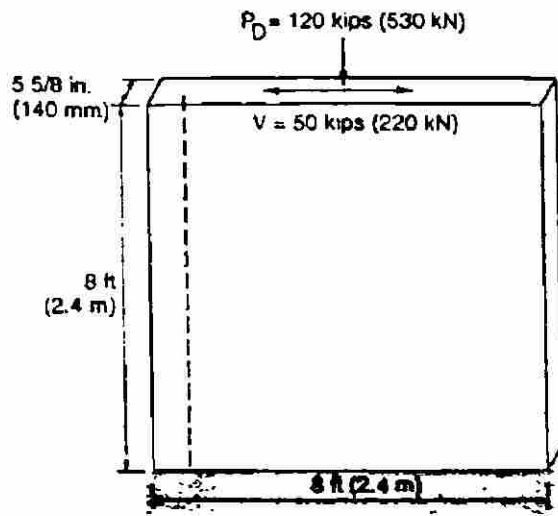
Ejemplo 7.1

Diseño del muro de mampostería de concreto reforzado, mostrado en la Fig. 7.15, el cual soporta las cargas indicadas. Utilizar el método de

diseño por esfuerzos de trabajo (Solución A) y el método de diseño por resistencia (Solución B). El muro está construido en un área de moderada actividad sísmica. Diseñar para superar la condición de mínimas cargas muertas y la totalidad de la carga por sismo.

Considerar lo siguiente:

- Relleno total de las celdas de la mampostería, $f'_m = 20.70$ MPa (3,000 lb/pulg²), y con $E_m = 17,250$ MPa (2,500 klb/pulg²).
- Esfuerzo de compresión axial permisible, $F_a = 5.18$ MPa (750 lb/pulg²).
- Esfuerzo cortante permisible, $F_v = 0.41$ MPa (60 lb/pulg²).
- Esfuerzo de flexión permisible, $F_b = 6.9$ MPa (1,000 lb/pulg²).
- Resistencia del acero de refuerzo grado 60 (414 MPa), esfuerzo permisible, $F_s = 165.6$ MPa (24,000 lb/pulg²), y un valor de $E_s = 200,100$ MPa (29,000 klb/pulg²).
- Esfuerzo de aplastamiento permisible en el acero = 1.1 MPa (160 lb/pulg²).



a) Esquema de una parte del muro cortante

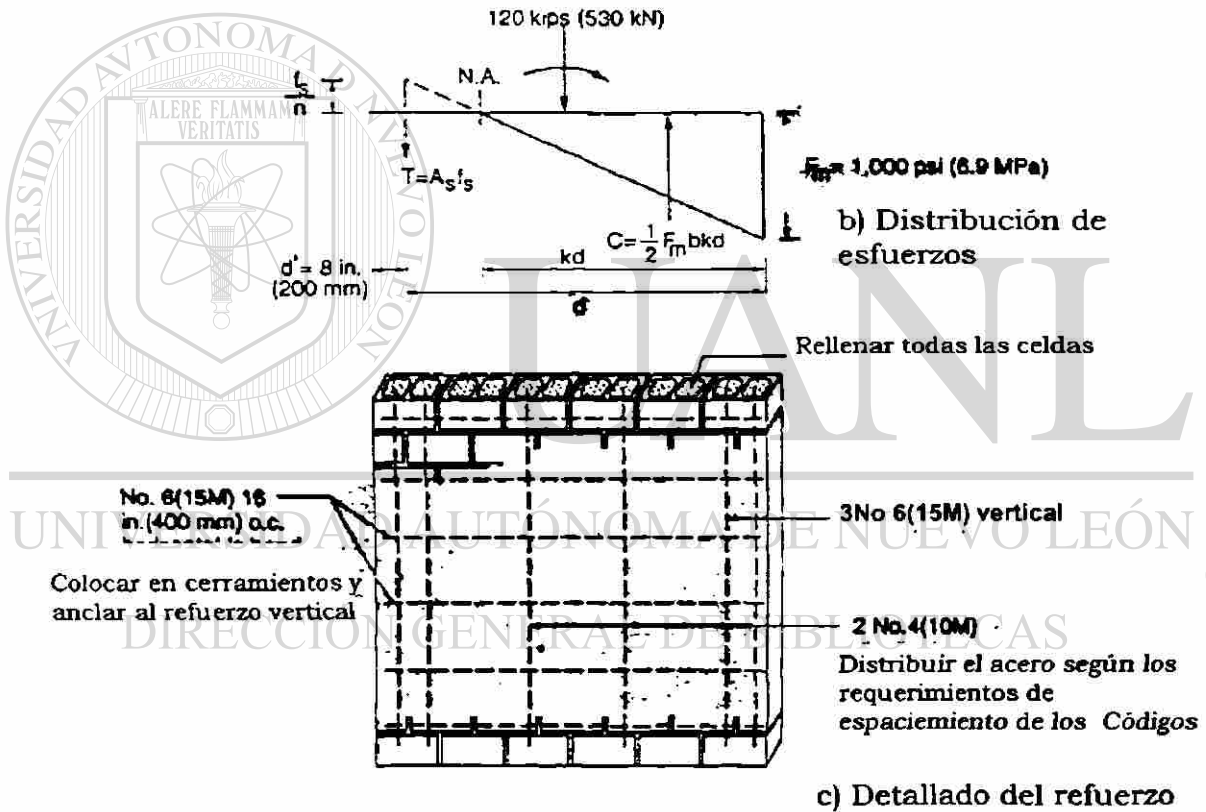


Fig. 7.15 Diseño por esfuerzos de trabajo de un muro cortante de mampostería del ejemplo 7.1.

Solución A (Esfuerzos de trabajo):

La combinación crítica para determinar la cantidad de acero requerida está dada por $0.9D + E$

A.1 Combinación de carga axial y flexión

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{0.90(530)(1,000)}{0.15(2.40)} = 1,325,000 \text{ N/m}^2$$
$$= \underline{1.33 \text{ MPa}} \text{ (192 lb/pulg}^2\text{)}$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{(220)(1,000)(2.40)}{(1/12)(.15)(2.4)^3 / (2.4)(0.5)} = \underline{3.66 \text{ MPa}} \text{ (531.4 lb/pulg}^2\text{)}$$

A.2 Debido a que $f_b > f_a$, ocurre la presencia de esfuerzos de tensión, por lo que se requerirá que algún acero de refuerzo tome la tensión generada. Utilizando el enfoque de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones, ilustrado en el Capítulo 5, la localización del eje neutro y de las fuerzas mostradas en la Fig. 7.15(b), se determina mediante la consideración que $F_m = F_b$, la cual es válida para la combinación de esfuerzos debidos a las cargas axial y de flexión.

A.3 Por sumatoria de momentos alrededor de A, $\sum M_a = 0$

$$\frac{1}{2} F_m t k d \left[(L - d') - \left(\frac{k d}{3} \right) \right] = P \left(\frac{L}{2} - d' \right) + M$$

$$\frac{1}{2}(6,900,000)(0.0001)(15)kd \left[(240 - 20) - \left(\frac{kd}{3} \right) \right] = 0.90(530,000) \left(\frac{240}{2} - 20 \right) + (220,000)(240)$$

$$5,175kd \left[220 - \left(\frac{kd}{3} \right) \right] = 100,500,000$$

$$1,725kd^2 - 1,138,500kd + 100,500,000 = 0$$

Resolviendo la ecuación, resulta el valor de $kd = \underline{104.96 \text{ cm}} \text{ (41.32 pulg)}$, por lo que el valor de $k = 104.96 / (240 - 20) = \underline{0.477}$

A.4 Por sumatoria de fuerzas verticales = 0

$$T = C - P$$

$$C = \frac{1}{2} F_m t k d = \frac{1}{2} (6,900,000)(0.0001)(15)(0.477)(220) = \underline{543.16 \text{ kN}} \text{ (122 klb)}$$

$$T = 543.16 - 0.90(530) = \underline{66.168 \text{ kN}} \text{ (14.86 klb)}$$

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

A.5 Por compatibilidad de deformaciones, y suponiendo que las

secciones permanecen planas después de la deformación:

$$f_s = \left(\frac{1-k}{k} \right) n F_m$$

$$= \left(\frac{1-0.477}{0.477} \right) \left(\frac{200,100}{17,250} \right) (6.9) = \underline{87.75 \text{ MPa}} \text{ (12,718 lb/pulg}^2\text{)}$$

87.75 MPa < 165.6 MPa, lo cuál resulta satisfactorio

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{66.16(1,000)}{87,750,000} = 0.0007539 \text{ m}^2 = \underline{7.53 \text{ cm}^2} (1.16 \text{ pulg}^2)$$

De esta forma, se deberán colocar tres varillas del No. 6 ($3(2.84) = 8.52 \text{ cm}^2$) en las tres celdas continuas de la mampostería, en cada extremo del muro. Ver el acomodo detallado del refuerzo en la Fig. 7.15.

A.6 Diseño de la mampostería reforzada por efecto del cortante

$$f_v = \frac{V}{bd} = \frac{220(1,000)}{(0.15)(2.40 - 0.20)} = 666,666.67 \text{ N/m}^2$$

$$= \underline{0.66 \text{ MPa}} (96.61 \text{ lb/pulg}^2)$$

Debido a que $f_v > F_v$ ($0.66 \text{ MPa} > 0.41 \text{ MPa}$) se deberá proporcionar un refuerzo horizontal, para soportar la totalidad del cortante.

Considerando algunas varillas de refuerzo, embebidas en cerramientos espaciados verticalmente, a cada 40 cm ($s = 40 \text{ cm}$)

$$A_v = \frac{Vs}{F_s d} = \frac{220(1,000)(0.40)}{165,600,000(2.20)} = 0.0002415 = \underline{2.41 \text{ cm}^2} (0.37 \text{ pulg}^2)$$

Utilizar varillas del No. 6 ($A_s = 2.84 \text{ cm}^2$), espaciadas a cada 40 cm, dando un total de 6 varillas. Ver acomodo detallado del refuerzo en Fig. 7.15(c). Este refuerzo horizontal deberá estar fuertemente anclado alrededor del refuerzo vertical, en los extremos del muro.

A.7 Esfuerzo de aplastamiento.

Para las tres varillas del No. 6 , $\sum o = 3(\pi (1.905)) = \underline{17.95 \text{ cm}}$ (7.06

pulg)

$$u = \frac{V}{\sum o jd} = \frac{220(1,000)}{(0.1795)(2.20)(7/8)} = \underline{0.636 \text{ MPa}} \text{ (92.27 psi) lo cual resulta}$$

satisfactorio por ser $< 1.1 \text{ MPa}$ permisible.

Solución B (Diseño por resistencia):

B.1 Considerando las cargas axial y de flexión, la combinación crítica para determinar la cantidad de acero vertical, para el caso donde la carga axial es benéfica está dada por la expresión $0.9D + 1.4E$

Factorizando las cargas se tiene:

$$P_u = 0.9(530) = 477 \text{ kN (107.19 klb)}$$

$$M_u = 1.4(528) = 739.2 \text{ kN-m (545 klb-pie)}$$

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

B.2 Considerando una distribución uniforme del acero de refuerzo vertical, como el de la Fig. 7.16, y considerando que todas las varillas estarán en cedencia, debido al poco porcentaje de refuerzo.

De 7.30, $M_n = A_s f_y \frac{d}{2} + P_n \frac{L}{2}$, y con el factor de reducción $\phi = 0.85$

$$M_u = \phi \left(A_s f_y \frac{d}{2} + P_n \frac{L}{2} \right) = 0.85 \left(A_s (414,000) \left(\frac{2.30}{2} \right) + 477 \left(\frac{2.40}{2} \right) \right) = \frac{739}{0.85}$$

$$0.85(476,100A_s + 572.4) = 869.41 \text{ kN-m}$$

$$A_s = \frac{382.87}{404,685} = 0.000946 \text{ m}^2 = \underline{9.46 \text{ cm}^2} (1.46 \text{ pulg}^2)$$

De esta forma, se han de emplear cinco varillas, $A_s = 5(2) = 10 \text{ cm}^2$ (1.55 *pulg*²) uniformemente distribuidas en la longitud del muro.

B.3 Para el Cortante: El efecto de carga reversible causará agrietamiento y reducción en la transferencia del cortante, por compresión. De forma que no es conservador que todo el cortante sea soportado por el refuerzo.

Mediante la ecuación 7.34 , y con el cortante factorizado $V_u = 1.7(220) = 374 \text{ kN}$, donde el factor de carga de 1.7 se aplica para cargas laterales, y considerando, como antes, una separación del acero de refuerzo por cortante igual a 40 cm (16 *pulg*)

$$A_v = \frac{V_u s}{\phi_s F_y d} = \frac{374(.40)}{0.80(414,000)(2.3)} = 0.0001963 \text{ m}^2 = 1.96 \text{ cm}^2 (0.30 \text{ pulg}^2)$$

De esta forma, conviene utilizar varillas del No 5 a cada 40 cm. Ver detalles del refuerzo en Fig. 7.16.

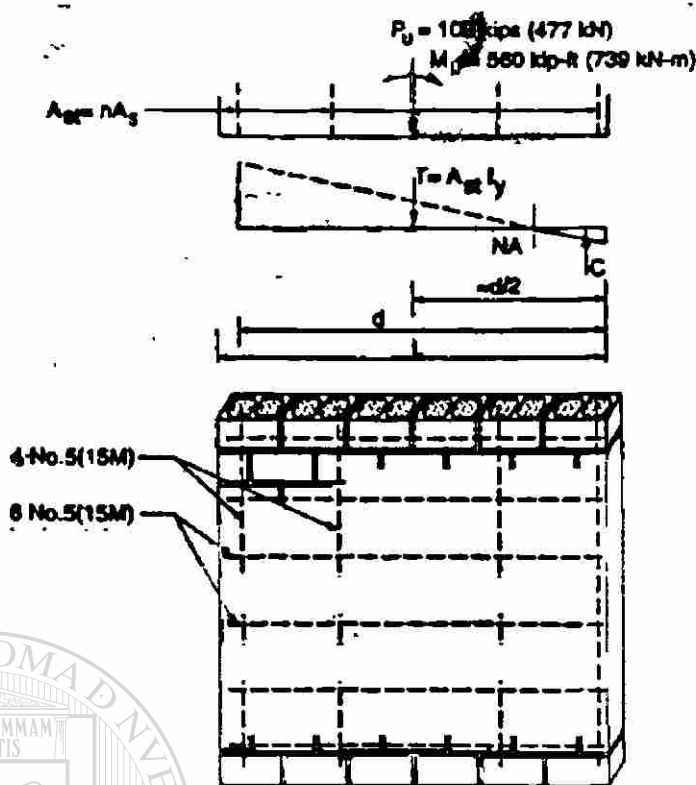


Fig. 7.16 Diseño por resistencia de un muro cortante de mampostería del ejemplo 7.1.

Con respecto a la solución del problema, empleando el método de diseño por esfuerzos de trabajo, debe notarse que algunos de los reglamentos de diseño especifican que los esfuerzos permisibles podrán incrementarse en 1/3, cuando se involucren fuerzas de sismo o viento en el diseño, reduciendo con esto la cantidad de acero requerido por flexión y cortante. Por otra parte, cuando se emplea el método de diseño por resistencia, resultan menores cantidades de acero por flexión y cortante, en comparación con los que se obtienen por esfuerzos de trabajo. Además en zonas de actividad sísmica, la mayoría de los reglamentos especifican cuantías mínimas de acero vertical y horizontal, que son muy similares, así como también especifican que los muros de cortante se diseñen para resistir 1.5 veces la fuerza cortante calculada por diseño.

CAPÍTULO 8

EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA DE VARIOS NIVELES



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®



Fig. 8.1 Edificios de varios niveles, construidos con mampostería, como sistema estructural principal.

8.1 Introducción.

La disponibilidad de piezas de mampostería con altos valores de resistencia, el mejoramiento de los morteros y las técnicas del reforzamiento, así como los constantes cambios en los requerimientos de los reglamentos de construcción, han contribuido al esparcimiento de los niveles prácticos de diseño de muros cargadores, en los edificios de varios niveles.

En los edificios de varios niveles, se requieren altos valores de resistencia a la compresión, debido al efecto acumulado de cargas de gravedad y los momentos provocados por las fuerzas laterales de viento o sismo. Estas fuerzas laterales también requieren una gran capacidad de resistencia al cortante y a la flexión, dando como resultado que se deba incluir acero de refuerzo en el interior de los muros. El diseño de edificios de varios niveles está limitado por la deflexión de la estructura en su parte superior, así como por las variaciones entre los niveles de entrepisos. En áreas de actividad sísmica, la necesidad de contar con un buen mecanismo de disipación de energía y la distribución de fuerzas que esto conlleva hacen que la ductilidad sea un factor crítico para la adecuada seguridad contra el colapso de la estructura.

8.1.1 Trasmisión de las cargas verticales.

Debido a la necesidad de disminuir la interrupción durante el proceso de construcción, es normal que se empleen elementos de concreto prefabricado para los sistemas de entresijos, combinándolos con sistemas de muros cargadores de mampostería. Para edificios que están divididos en cuartos y estancias, los muros que dividen esas áreas se consideran como cargadores. El espaciamiento de dichos muros rige la dimensión del prefabricado, el cual usualmente varía, en longitudes entre los 6 y los 9 metros. El espesor está en función de las cargas de entresijo, del claro que se cubre, de los límites de deflexión y de los requerimientos contra incendio. En la construcción con prefabricados, uno de los principales requerimientos es el de mantener la continuidad vertical y horizontal de la estructura. Es común el uso de un sobre-firme de concreto, para unir el entresijo con los muros, y para mantener los prefabricados trabajando como un diafragma rígido. Cuando no se emplea el sobre-firme de concreto, se deberán insertar conectores de acero, distribuidos a lo largo de los prefabricados y éstos deberán ir soldados entre sí; esto con el fin de crear una acción de diafragma. Los sistemas de entresijo que utilizan "joists" de acero y lámina y concreto, también se emplean en la construcción, y debido al relativo poco peso, es muy poca la habilidad de proporcionar la acción de diafragma. Los sistemas de azotea y entresijo contruidos con madera también se

utilizan con frecuencia en edificios de poca altura, digamos de 3 o 4 pisos, donde los requerimientos de resistencia al fuego son provistos por aspersores. Dependiendo del sistema de entrepiso, las porciones arriba de los huecos de puertas y ventanas deben diseñarse como vigas o dinteles, con el fin de transmitir la carga vertical a los elementos principales. Los muros divisorios, que no se pretende que formen parte del sistema cargador de la estructura, deberán estar separados en sus extremos y borde superior, con el fin de mantenerlos aislados de las deflexiones principales por carga vertical u horizontal.

8.1.2 Transmisión de las cargas laterales.

El diseño para las fuerzas laterales, en un edificio de varios niveles, involucra el uso de sistemas de entrepiso y azotea, como diafragma rígido; para transferir las cargas a los muros de cortante, los cuales, a su vez transmiten esas cargas a la cimentación. Es esencial proporcionar muros cortantes en las dos direcciones ortogonales del edificio, para resistir las cargas laterales en cualquier dirección. Por simplicidad, la aplicación de las cargas laterales, de manera independiente en las dos direcciones ortogonales, ha mostrado ser un procedimiento de diseño satisfactorio. Como se indicó anteriormente, se requieren de conexiones adecuadas entre el entrepiso y los muros, para proporcionar la

continuidad del diafragma y para transmitir las fuerzas cortantes a los muros.

8.2 Distribución del cortante y los momentos debidos a las cargas laterales.

8.2.1 Rigideces relativas de los muros para el análisis estructural.

Debido a la acción de diafragma rígido que proporcionan los sistemas de entrepiso y azotea en los edificios de varios niveles, la distribución de las cargas laterales hacia los elementos resistentes está en función de sus rigideces relativas. De esta forma, el cálculo de las rigideces depende no sólo de la geometría del muro, sino también de la relación entre el cortante y el momento flector. Existen varios métodos aproximados para distribuir las cargas laterales, los cuales se describen a continuación. ®

8.2.1.1 Estructura que en toda su altura actúa como un cantiliver con una carga concentrada en la parte superior (Método 1).

En este método, se considera que los muros actúan como cantilivers sobre toda la altura del edificio soemtido a la acción de cargas concentradas en la parte superior. Este método resulta conservador para muros largos e inadecuado para muros cortos y esbeltos. Este método también ignora la compatibilidad de las deformaciones de todos

los niveles de entrepiso, exceptuando al de la azotea. La rigidez R de un muro en cantiliver, bajo una carga lateral concentrada en la parte superior resulta:

$$R = \frac{1}{\Delta} = 1 / (VH^3 / 3EI + 2.5kVH / AE) \quad (8.1)$$

Donde Δ es la deflexión en la parte superior del muro, H es la altura del edificio, A e I son el área y momento de inercia respectivamente, E es el módulo de elasticidad de la mampostería. El factor de forma k es igual a 1.0 para muros con extremos de borde y 1.2 para muros rectangulares.

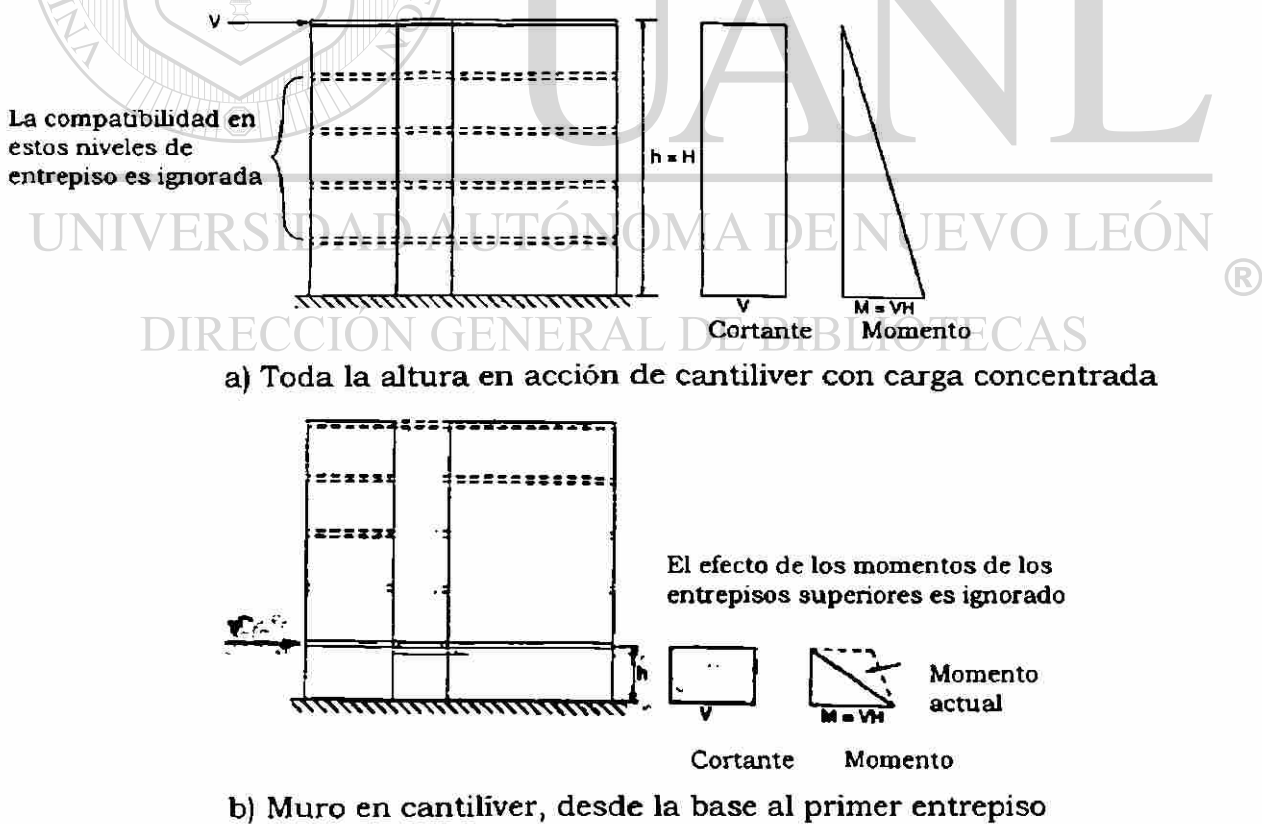


Fig. 8.2 Condiciones de carga para el cálculo de las rigideces relativas del muro.

8.2.1.2 Acción de cantiliver desde la base hasta el entrepiso superior del nivel considerado (Método 2).

En este método, el primer piso se considera como cantiliver, con la totalidad de la fuerza cortante aplicada en la parte superior. La relación entre el cortante y el momento flector ignora el efecto acumulado de los momentos generados por los pisos de arriba. Este método puede ser extremadamente conservador para muros cortos (esbeltos) y en los muros largos resulta lo contrario, es crítico. Este método ignora la compatibilidad de las deformaciones de todos los pisos superiores e inferiores del piso en consideración. El cálculo del centro de rigideces varia, conforme a la altura del edificio. El método emplea la misma ecuación 8.1, sólo que se sustituye la altura del piso en consideración, h_i , por la altura total del edificio, H .

8.2.1.3 Toda la altura en acción de cantiliver con carga distribuida (Método 3).

Este método es realmente una mejora al método 1, sólo que en éste se emplea una distribución de la carga lateral. Las distribuciones triangulares y uniformes son las más comunes. La rigidez R puede calcularse mediante las siguientes expresiones:

Para una distribución triangular de la carga:

$$R = \frac{1}{\Delta} = 1 / \left(\frac{11}{60} (VH^3 / EI) + \frac{5}{3} (kVH / AE) \right) \quad (8.2)$$

Para una distribución uniforme:

$$R = \frac{1}{\Delta} = 1 / \left(VH^3 / 8EI + 5kVH / 4AE \right) \quad (8.3)$$

Donde Δ es la deflexión en la parte superior del muro, H es la altura del edificio, A e I son el área y el momento de inercia, respectivamente, y E es el módulo de elasticidad de la mampostería. El factor de forma k es igual a 1.0, para muros con extremos de borde y 1.2 para muros rectangulares.

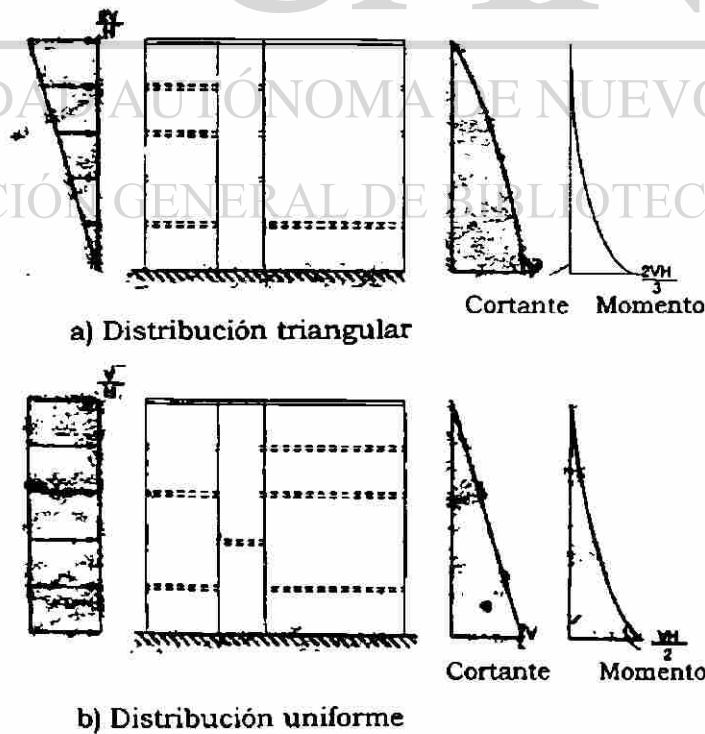


Fig. 8.3 Acción de toda la altura en cantiliver con carga lateral distribuida.

8.2.1.4 Deflexión en el nivel del entrepiso considerado debido a los cortantes y momentos acumulados (Método 4).

Los cálculos de la rigidez se basan en la deflexión, en la parte superior del entrepiso considerado. La fuerza cortante puede tomarse como una constante sobre la altura del piso y la relación de momento es compatible con la distribución del cortante. Este método se basa en la compatibilidad de deflexiones del muro del entrepiso inmediato superior al nivel del entrepiso en cuestión. Este método a pesar de no ser exacto, es el que proporciona los resultados más aproximados.

La fórmula de deflexión está dada por:

$$\Delta = \frac{M_{base} h^2 / 2 - V_{base} h^3 / 6}{EI} + \frac{5k V_{base} h}{2 EA} \quad (8.4)$$

Donde, $C = M_{base} / V_{base} h$,

$$\Delta = \frac{V_{base}}{E} \left[\frac{h^3}{I} \left(\frac{C}{2} - \frac{1}{6} \right) + \frac{5kh}{2A} \right] \quad (8.5)$$

Si se retira el término V_{base} / E , como una constante para todos los muros, las rigideces relativas pueden calcularse a partir de:

$$R_{base} = 1 / \left[\frac{h^3}{I} \left(\frac{C}{2} - \frac{1}{6} \right) + \frac{5kh}{2A} \right] \quad (8.6)$$

Donde $k = 1.0$ para secciones con borde y 1.20 para secciones rectangulares. En el entrepiso i , la ecuación general para calcular la deflexión a la altura h_i resulta:

$$\Delta_i = \int_0^{h_i} \int \frac{M(z) dz dz}{EI} + \int_0^{h_i} \frac{V(z) dz}{AG} \quad (8.7)$$



Fig. 8.4 Relación entre el cortante y el momento en el primer entrepiso para el cálculo de las rigideces relativas, empleando el Método 4.

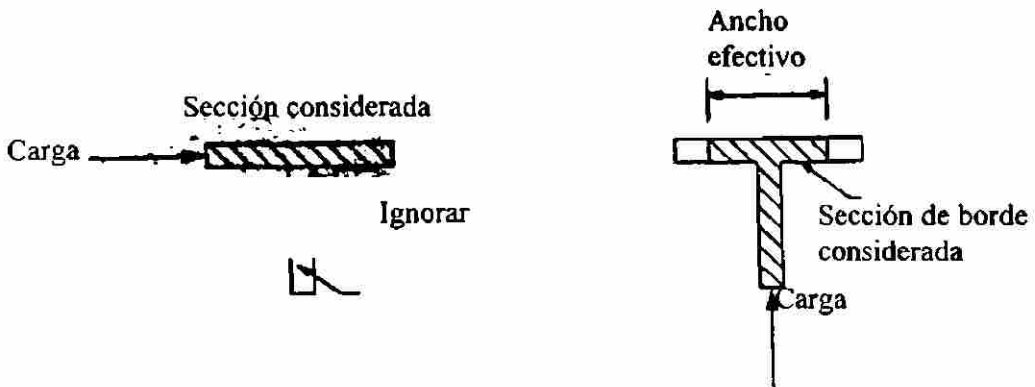


Fig. 8.5 Consideración de los bordes en las rigideces de los muros.

8.3 Diseño de un edificio de mampostería de varios niveles.

8.3.1 Descripción del problema.

Diseñar un edificio de departamentos de 10 pisos, como se muestra en la Fig. 8.6. Considerar que el edificio se encuentra ubicado en el área metropolitana de la ciudad de Monterrey, N.L., México. El sistema de entrepisos será construido con paneles prefabricados de concreto celular de 25 cm de espesor y los muros serán de block de concreto de 20 cm de espesor.

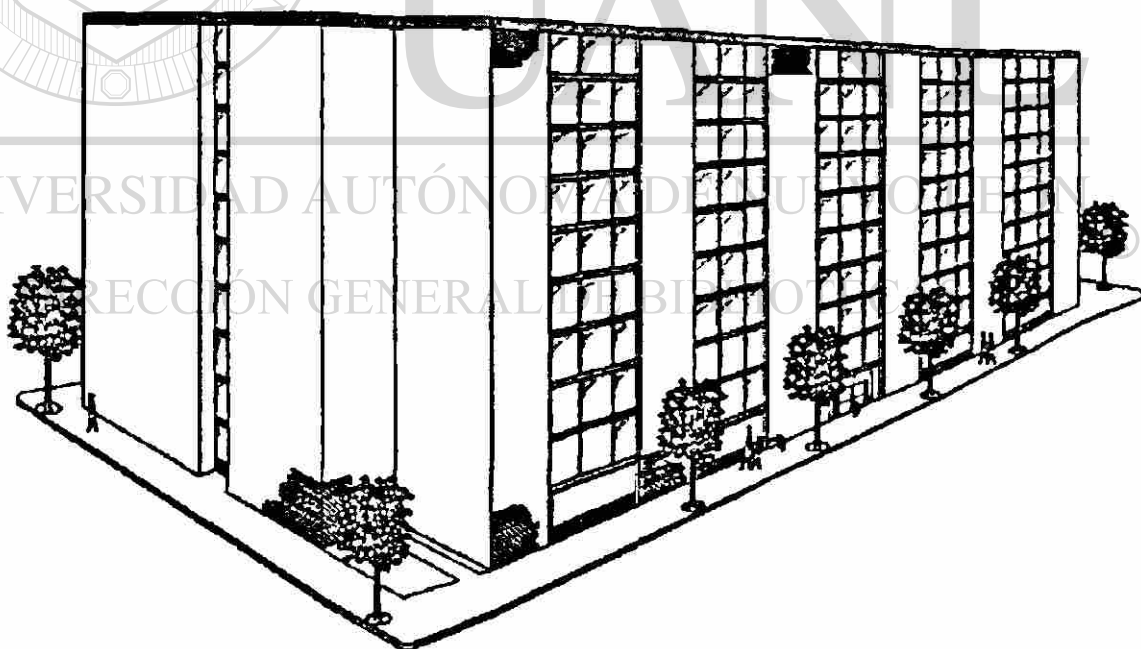


Fig. 8.6 a) Perspectiva del edificio del ejemplo 8.3.1.

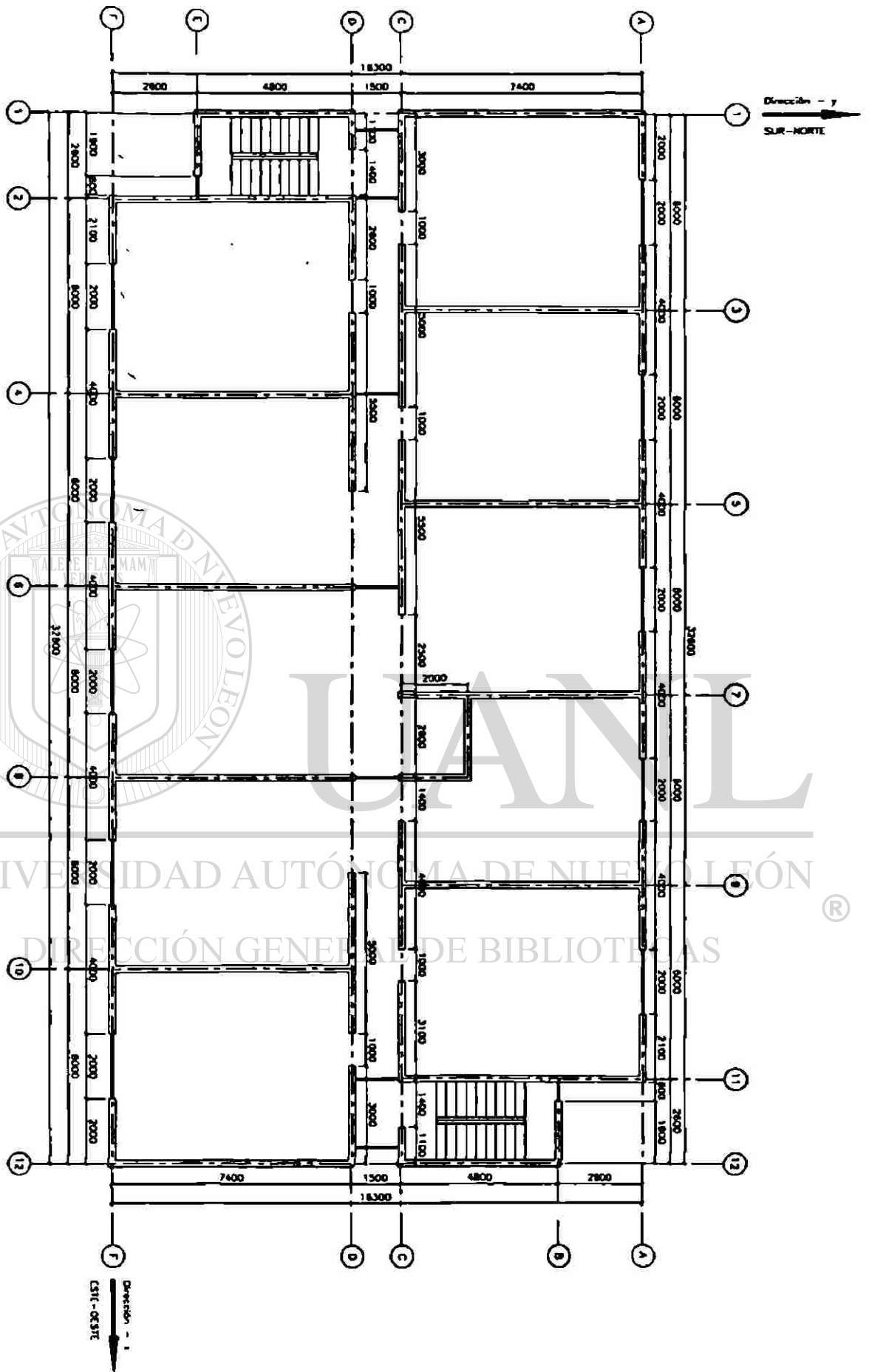


Fig. 8.6 b) Planta típica del edificio del ejemplo 8.3.1.

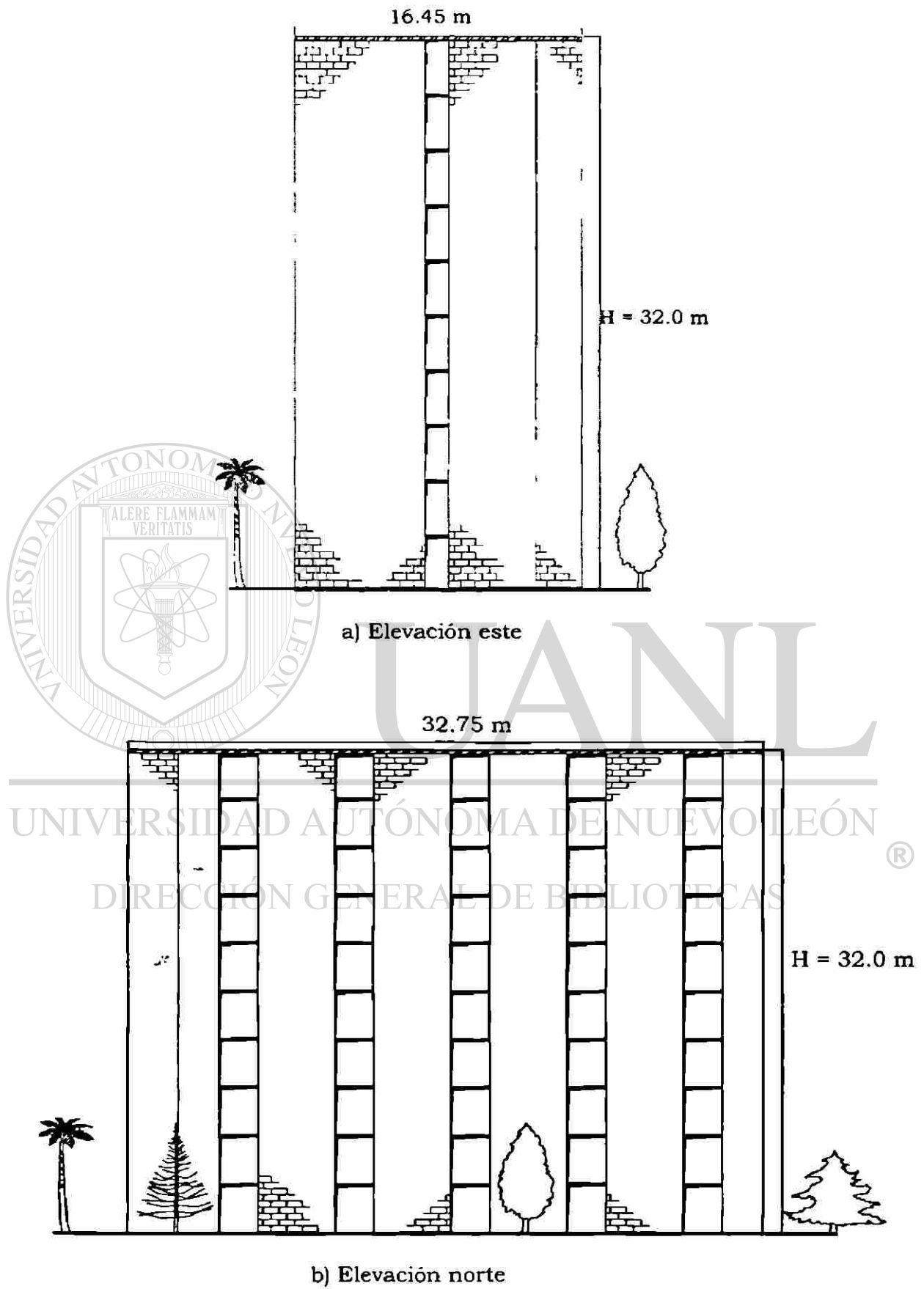


Fig. 8.6 c) Elevaciones del edificio del ejemplo 8.3.1.

8.3.2 Evaluación de las cargas mínimas esperadas

(Ref. Reglamentos, Manuales de Diseño y Códigos; R.D.F., ASCE, SBCCI, UBC.)

1.- AZOTEA.

Cargas muertas.

Impermeabilizante.....	7.50 kg/m ²
Sobrefirme de concreto para dar pendientes.....	50.0 kg/m ²
Ductos e instalaciones.....	14.0 kg/m ²
Plafones y colgantes.....	15.0 kg/m ²
Acabados.....	20.0 kg/m ²
Loseta.....	45.0 kg/m ²
Panel AAC 5.0 de 25.0 cm.....	195.0 kg/m ²

346.5 kg/m²

Cargas vivas.

Carga viva en azotea plana 100.0 kg/m²

Carga total de servicio "azotea" **446.5 kg/m²**

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

2.- ENTREPISO.

Cargas muertas.

Sobrefirme de concreto de 4 cm de espesor.....	80.0 kg/m ²
Piso cerámico.....	45.0 kg/m ²
Ductos e instalaciones.....	14.0 kg/m ²
Plafones y colgantes.....	15.0 kg/m ²
Acabados.....	20.0 kg/m ²
Muros divisorios ligeros.....	55.0 kg/m ²
Panel AAC 5.0 de 25.0 cm.....	195.0 kg/m ²

424.0 kg/m²

Cargas vivas.

Carga viva en cuartos-habitación	<u>170.0 kg/m²</u>
----------------------------------	-------------------------------

Carga total de servicio "entrepiso" 594.0 kg/m²

3.- MUROS.

Cargas muertas.

Bloque de concreto de 15 cm, sin refuerzo	220.0 kg/m ²
Bloque de concreto de 15 cm, con refuerzo	245.0 kg/m ²

Bloque de concreto de 20 cm, sin refuerzo

250.0 kg/m²

Bloque de concreto de 20 cm, con refuerzo 275.0 kg/m²

8.3.3 Determinación de cargas totales de servicio en muros.

1.- AZOTEA.

Carga total de servicio en la azotea 446.50 kg/m²

Eje	Espesor (cm)	Entre	Ancho tributario (m)	Descarga de losa (kg/m)	Características del muro Altura (m) Peso (kg/m ²)	Descarga de muro (kg/m)	Descarga total (kg/m)
1	20	A-C	3.00	1,339.50	3.20 275	880	2,219.50
1	20	D-E	1.30	580.45	3.20 275	880	1,460.45
2	20	D-F	4.30	1,919.95	3.20 275	880	2,799.95
3	20	A-C	6.00	2,679.00	3.20 275	880	3,559.00
4	20	D-F	6.00	2,679.00	3.20 275	880	3,559.00
5	20	A-C	6.00	2,679.00	3.20 275	880	3,559.00
6	20	D-F	6.00	2,679.00	3.20 275	880	3,559.00
7	20	A-C	6.00	2,679.00	3.20 275	880	3,559.00
8	20	B-C	6.00	2,679.00	3.20 275	880	3,559.00
8	20	C-F	6.00	2,679.00	3.20 275	880	3,559.00
9	20	A-C	6.00	2,679.00	3.20 275	880	3,559.00
10	20	D-F	6.00	2,679.00	3.20 275	880	3,559.00
11	20	A-C	4.30	1,919.95	3.20 275	880	2,799.95
12	20	B-C	1.30	580.45	3.20 275	880	1,460.45
12	20	D-F	3.00	1,339.50	3.20 275	880	2,219.50
A	20	1-11	0.00	0.00	3.20 275	880	880.00
B	20	11-12	0.00	0.00	3.20 275	880	880.00
C	20	1-12	0.00	0.00	3.20 275	880	880.00
D	20	1-12	0.00	0.00	3.20 275	880	880.00
E	20	1-2	0.00	0.00	3.20 275	880	880.00
F	20	2-12	0.00	0.00	3.20 275	880	880.00

2.- ENTREPISO.

Carga total de servicio en el entrepiso 594.0 kg/m²

Eje	Espesor (cm)	Entre	Ancho tributario (m)	Descarga de losa (kg/m)	Características del muro		Descarga de muro (kg/m)	Descarga total (kg/m)
					Altura (n)	Peso (kg/m ²)		
1	20	A-C	3.00	1,782.00	3.20	275	880	2,662.00
1	20	D-E	1.30	772.20	3.20	275	880	1,652.20
2	20	D-F	4.30	2,554.20	3.20	275	880	3,434.20
3	20	A-C	6.00	3,564.00	3.20	275	880	4,444.00
4	20	D-F	6.00	3,564.00	3.20	275	880	4,444.00
5	20	A-C	6.00	3,564.00	3.20	275	880	4,444.00
6	20	D-F	6.00	3,564.00	3.20	275	880	4,444.00
7	20	A-C	6.00	3,564.00	3.20	275	880	4,444.00
8	20	B-C	6.00	3,564.00	3.20	275	880	4,444.00
8	20	C-F	6.00	3,564.00	3.20	275	880	4,444.00
9	20	A-C	6.00	3,564.00	3.20	275	880	4,444.00
10	20	D-F	6.00	3,564.00	3.20	275	880	4,444.00
11	20	A-C	4.30	2,554.20	3.20	275	880	3,434.20
12	20	B-C	1.30	772.20	3.20	275	880	1,652.20
12	20	D-F	3.00	1,782.00	3.20	275	880	2,662.00
A	20	1-11	0.00	0.00	3.20	275	880	880.00
B	20	11-12	0.00	0.00	3.20	275	880	880.00
C	20	1-12	0.00	0.00	3.20	275	880	880.00
D	20	1-12	0.00	0.00	3.20	275	880	880.00
E	20	1-2	0.00	0.00	3.20	275	880	880.00
F	20	2-12	0.00	0.00	3.20	275	880	880.00

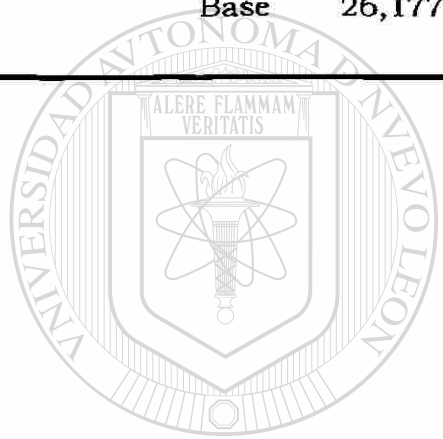
3.- RESUMEN DE CARGAS EN MUROS.

Cargas totales de servicio.

Eje	Espesor (cm)	Nivel	Descarga total (kg/m)	Eje	Espesor (cm)	Nivel	Descarga total (kg/m)
1	20	10	1,340	2	20	10	1,920
	20	9	4,001		20	9	5,354
	20	8	6,663		20	8	8,788
	20	7	9,325		20	7	12,222
	20	6	11,987		20	6	15,657
	20	5	14,649		20	5	19,091
	20	4	17,311		20	4	22,526
	20	3	19,973		20	3	25,959
	20	2	22,635		20	2	29,394
	20	1	25,297		20	1	32,828
		Base	26,177			Base	33,708
3	20	10	2,679	11	20	10	1,920
	20	9	7,123		20	9	5,354
	20	8	11,567		20	8	8,788
	20	7	16,011		20	7	12,222
	20	6	20,455		20	6	15,657
	20	5	24,899		20	5	19,091
	20	4	29,343		20	4	22,526
	20	3	33,787		20	3	25,959
	20	2	38,231		20	2	29,394
	20	1	42,675		20	1	32,828
		Base	43,555			Base	33,708

Eje	Espesor (cm)	Nivel	Descarga total (kg/m)
12	20	10	1,340
	20	9	4,001
	20	8	6,663
	20	7	9,325
	20	6	11,987
	20	5	14,649
	20	4	17,311
	20	3	19,973
	20	2	22,635
	20	1	25,297
		Base	26,177

Eje	Espesor (cm)	Nivel	Descarga total (kg/m)
A	20	10	0
al	20	9	880
F	20	8	1,760
	20	7	2,640
	20	6	3,520
	20	5	4,400
	20	4	5,280
	20	3	6,160
	20	2	7,040
	20	1	7,920
		Base	8,800



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



8.3.4 Determinación de las cargas laterales de viento

(Ref. Manual de Diseño de Obras Civiles en su apartado Diseño por Viento de la C.F.E.)

1.- CONSIDERACIONES Y RESUMEN DE CÁLCULOS:

Localidad	Monterrey, N.L México
Estructura	Grupo B
Estructura	Tipo 1
Estructura	Clase B
Altura del edificio	32.0 m
Categoría del terreno	3
Factor de topografía.....	$F_T = 1.0$
Velocidad regional	$V_R = 143 \text{ km/hr}$
Factor de tamaño	$F_c = 0.95$
Factor de rugosidad y altura	$F_z = 1.0456$
Factor de exposición	$F_a = F_c F_z = 0.9933$
Velocidad de diseño	$V_D = F_T F_a V_R = 142 \text{ km/hr}$
Factor de corrección por temperatura y altura sobre nivel del mar.....	$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} = 0.9518$
Presión dinámica de base	$q_z = 0.0048 G V_D^2 = 91.12 \text{ kg/m}^2$

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS
Presión neta

(Diseño) Considerando el lado de barlovento + sotavento

$$P_e = C_{pe} K_A K_L q_z = \underline{\underline{120 \text{ kg/m}^2}}$$

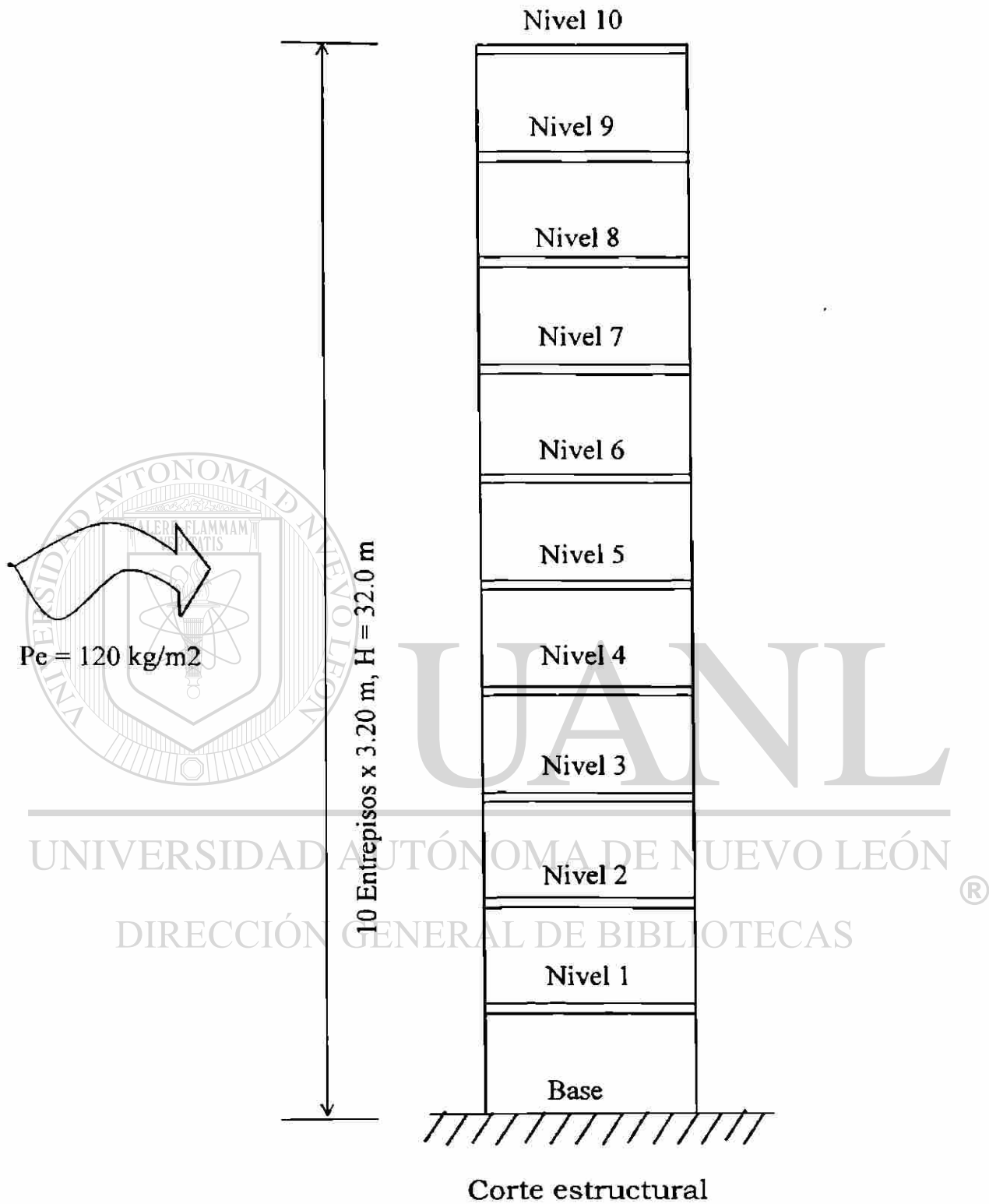


Fig. 8.7 Presión de viento sobre la estructura.

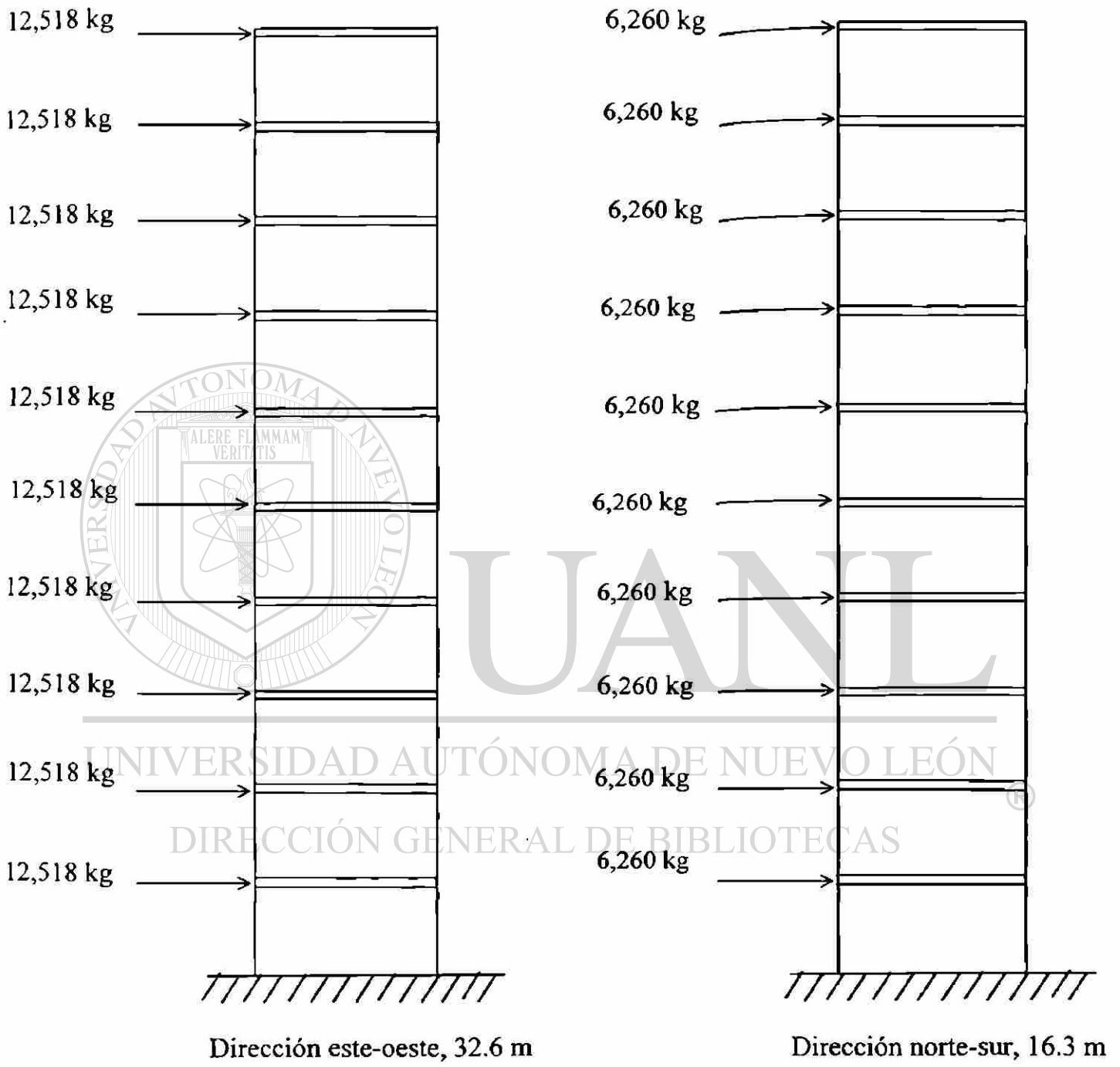


Fig. 8.8 Distribución de la carga lateral en las dos direcciones ortogonales.

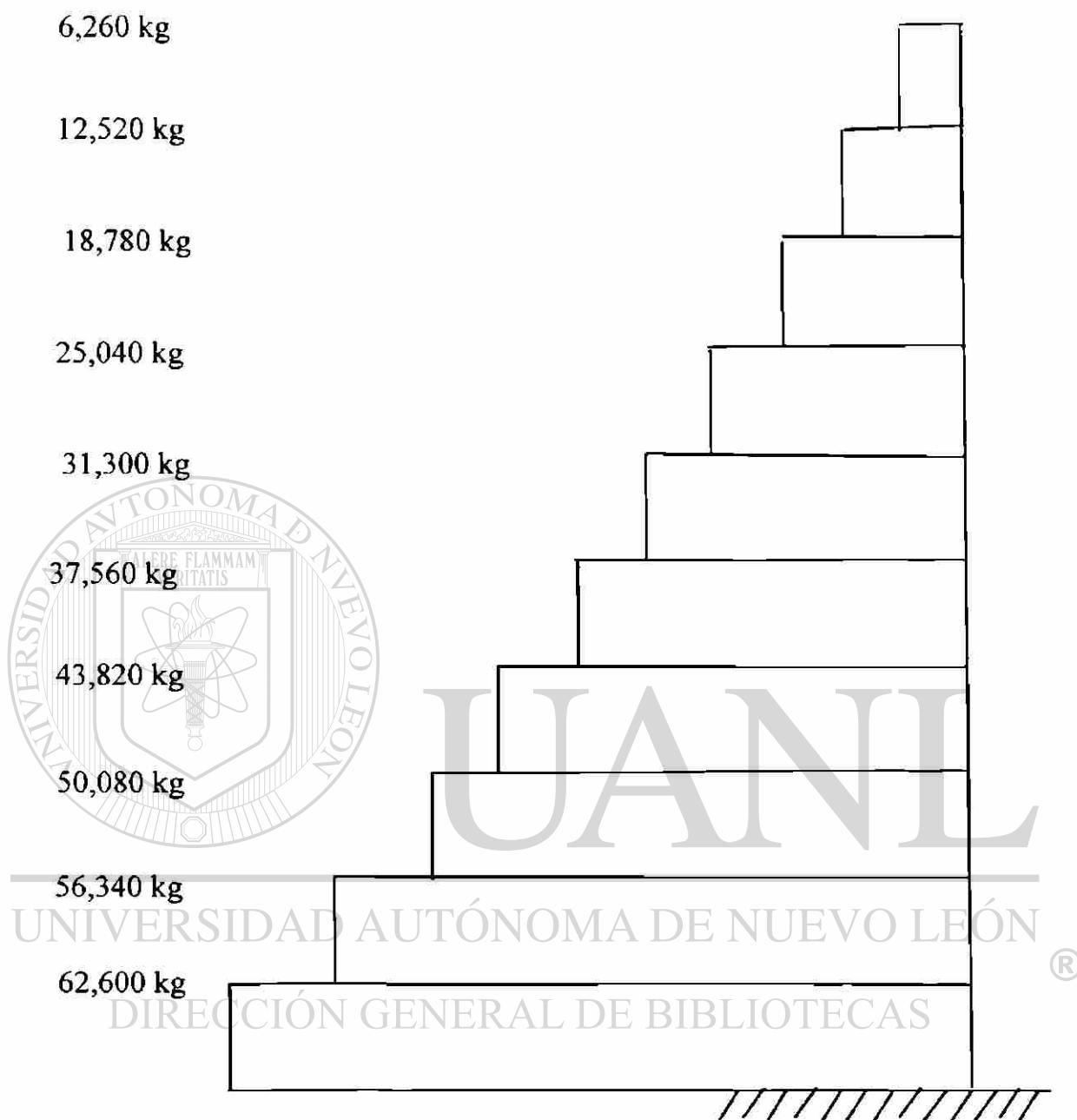


Fig. 8.9 Diagrama de cortante en la dirección "X"
(Cortante longitudinal).

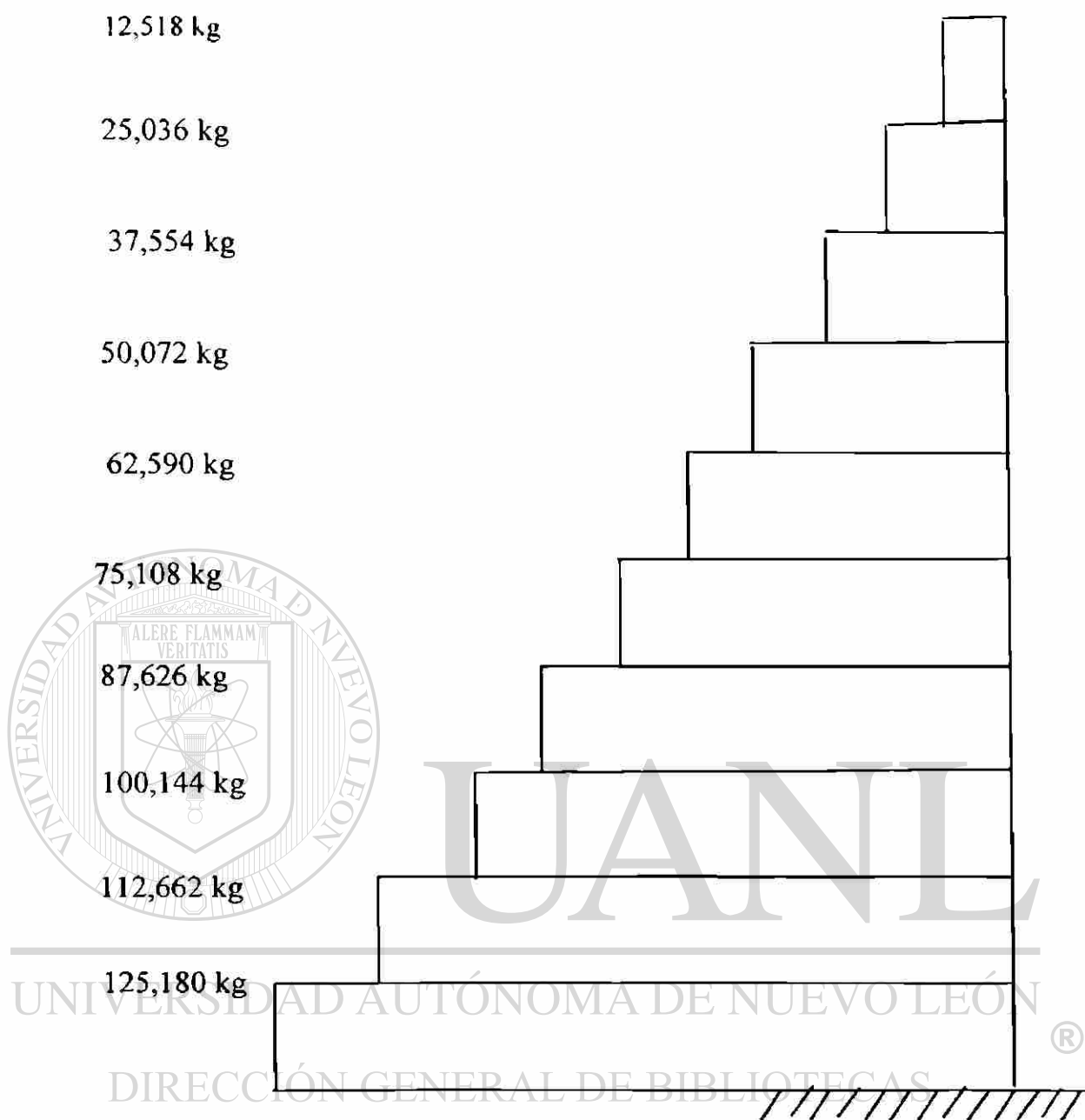


Fig. 8.10 Diagrama de cortante en la dirección "Y"
(Cortante transversal).

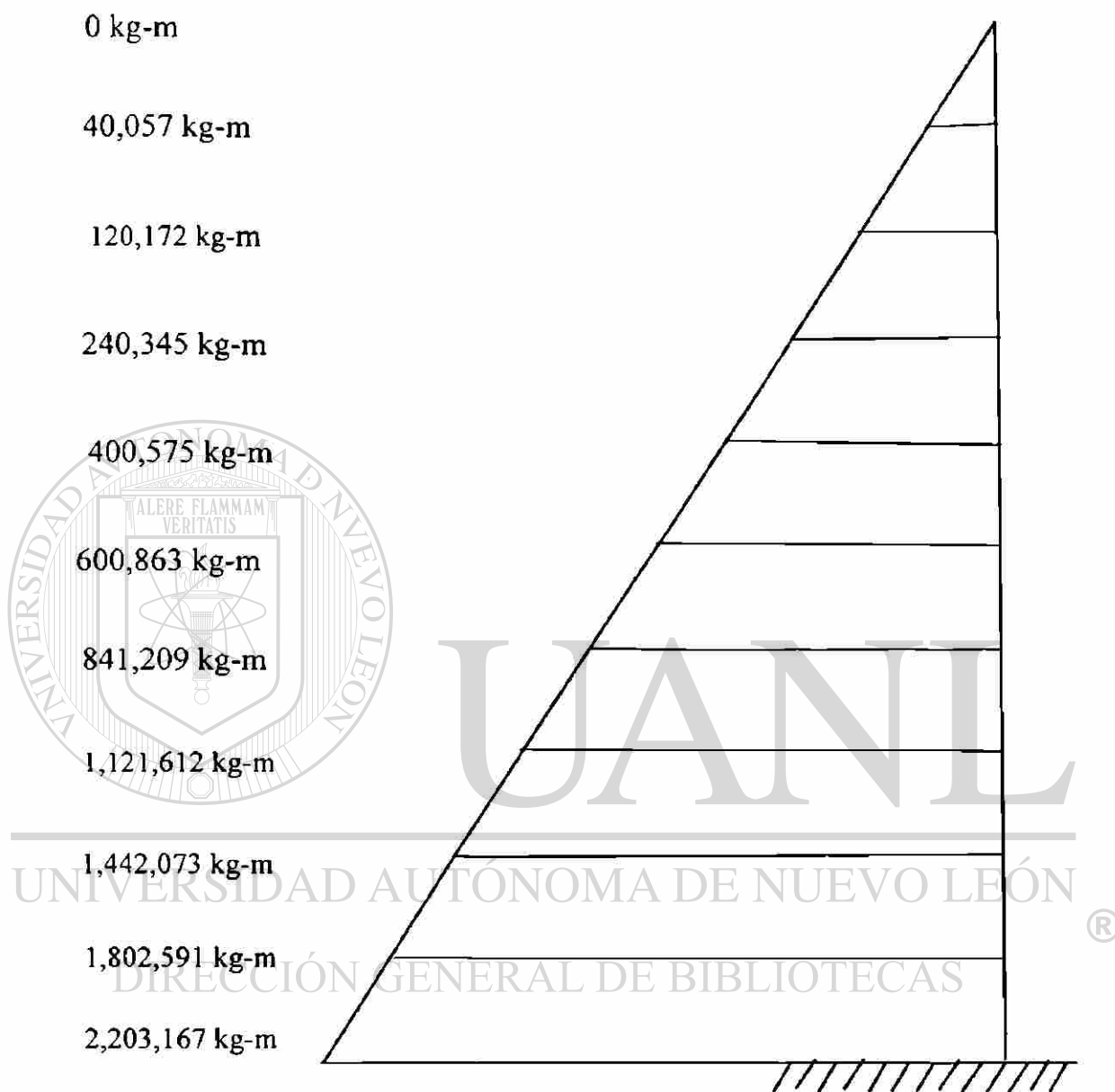


Fig. 8.11 Diagrama de momentos en la dirección "Y"
(Momento transversal).

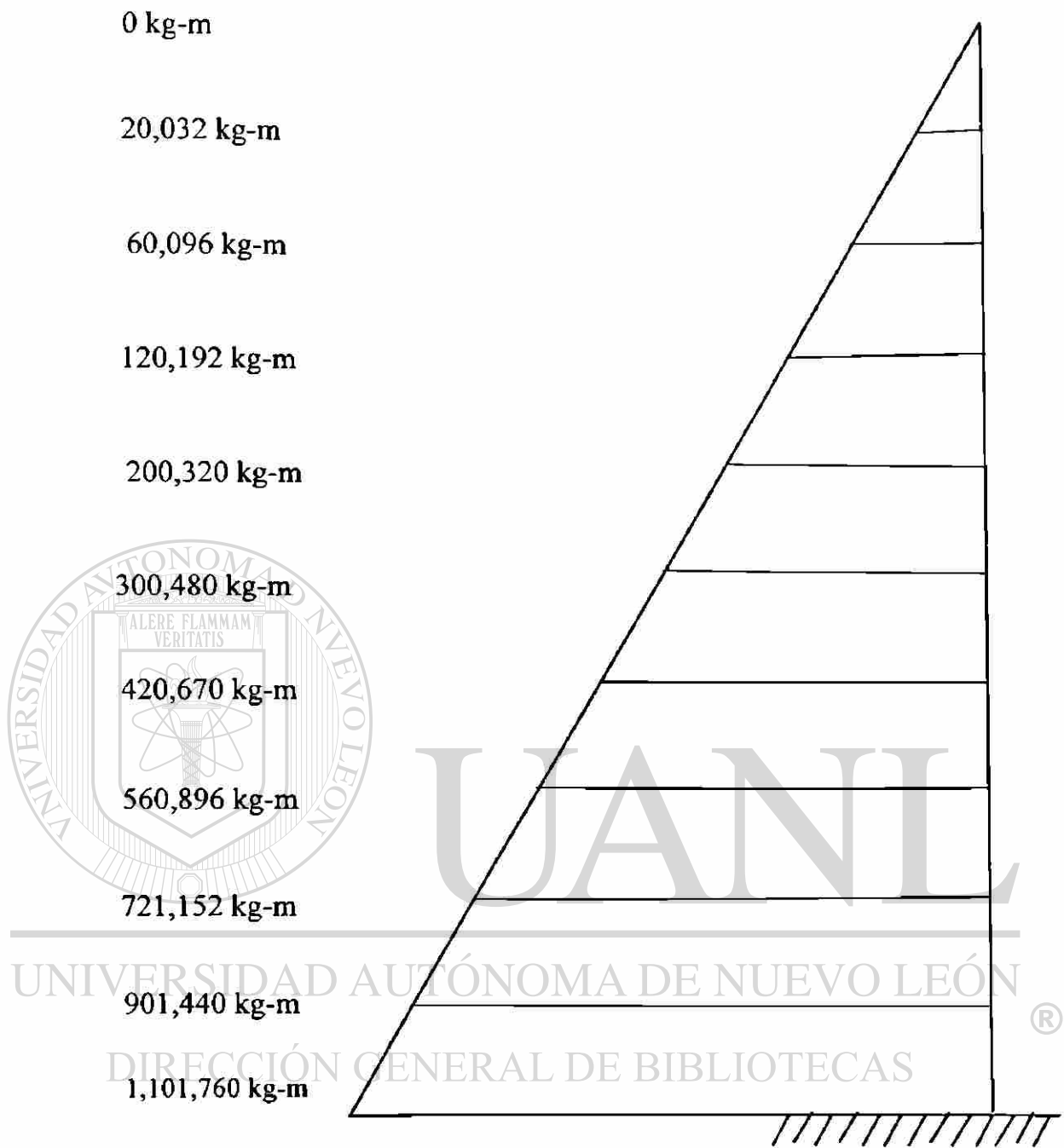


Fig. 8.12 Diagrama de momentos en la dirección "X"
(Momento longitudinal).

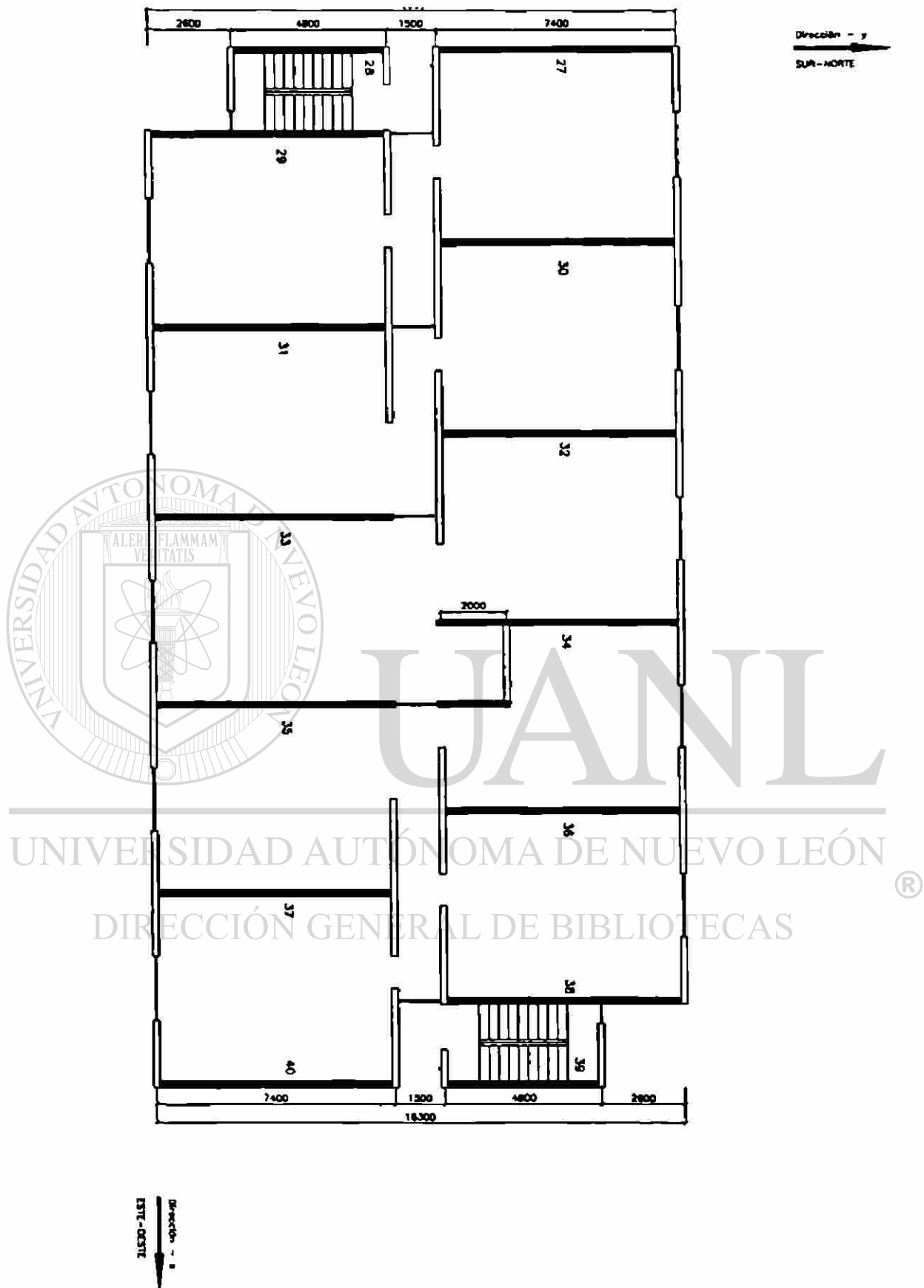


Fig. 8.13 b) Arreglo de “muros de cortante”, en planta, para resistir el cortante transversal.

8.3.5 Diseño fuera del plano de muros de mampostería reforzada.

(Ref. ACI 530/TMS 402/ASCE 5, UBC, Diseño por Esfuerzos de Trabajo)

8.3.5.1 Ejemplo de cálculos para el muro 27

8.3.5.1.1 Características del muro:

Muro	27
Dirección	Eje y
Espesor- t	20 cm
Longitud- l	7.40 m
Altura del muro- h	3.20 m
Coefficiente- k	1.0
Altura efectiva $h' = kh = (1.0)(3.20)(100) =$	320 cm
Ancho efectivo- b	80 cm

- En mampostería construida en unión en serie, con separación del refuerzo horizontal menor a 1.20 m, deberá ser el que resulte menor entre:

<i>La Separación del refuerzo vertical-s</i>	80 cm
$6t = (6)(20)$	120 cm
180 cm	180 cm

8.3.5.1.2 Propiedades geométricas y mecánicas.

Área	
$A = bt = (80)(20) =$	1,600 cm ²
Inercia gruesa	
$I_g = bt^3 / 12 = (80)(20)^3 / 12 =$	53,334 cm ⁴

Inercia agrietada
 $I_{cr} = nA_s(d - kd)^2 + b(kd)^3 / 3$

$$I_{cr} = 13(1.29(80/80))((20/2) - ((0.186)(10)))^2 + 80(1.86)^3/3 = 1,298 \text{ cm}^4$$

Módulo de sección

$$S = I_g / 0.5t = (53,333/10) = 5,333 \text{ cm}^3$$

Radio de giro

$$r = \sqrt{I_g / A} = \sqrt{5,333/1,600} = 5.77 \text{ cm}$$

Excentricidad-e

$$e_{real} = M / P = (7,455/20,238) = 0.37 \text{ cm}$$

$$e_{min} = 0.10t = (0.10)(20) = 2.0 \text{ cm}$$

Relación esbeltez

$$h'/t = 320/20 = 16$$

Condición que $h'/t < 30$

Cumple

Módulo de elasticidad de mampostería - E_m 154,370 kg/cm²

Módulo de elasticidad del acero- E_s 2,034,884 kg/cm²

Relación modular

$$n = E_s / E_m = (2,034,884 / 154,370) = 13$$

8.3.5.1.3 Esfuerzos permisibles en la mampostería.

Resistencia de compresión - f'_m 140 kg/cm²

Módulo de ruptura

$$f_r = 0.66\sqrt{f'_m} = 0.66\sqrt{140} = 7.84 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de aplastamiento

$$f_{br} = 0.26 f'_m = 0.26(140) = 36.4 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión por flexión

$$F_b = 1.33 f'_m = 1.33(140) = 46.6 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión axial- F_a

$$F_a = 0.25 f'_m \left[1 - \left(\frac{kh}{140r} \right)^2 \right], \text{ para } h'/t < 99$$

$$F_a = 0.25(140) \left[1 - \left(\frac{(1)(320)}{140(5.77)} \right)^2 \right] = 29.50 \text{ kg}$$

Esfuerzo de tensión - F_t	1.75 kg/cm ²
Esfuerzo cortante- F_v	3.13 kg/cm ²
<ul style="list-style-type: none"> • Cuando el acero de refuerzo solamente soporte una parte del cortante, deberá ser el que resulte menor entre: $0.265\sqrt{f'_m} = 0.265\sqrt{140} =$ 	3.13 kg/cm ² 3.50 kg/cm ²
<ul style="list-style-type: none"> • Cuando el acero de refuerzo soporte todo el cortante, deberá ser el que resulte menor entre: $0.795\sqrt{f'_m} = 0.795\sqrt{140} =$ 	9.40 kg/cm ² 10.5 kg/cm ²

8.3.5.1.4 Esfuerzos y cargas actuantes.

Carga de servicio

$$P_s = 25,297(b) = 25,297(0.80) = 20,238 \text{ kg}$$

Carga crítica de euler- P_{cr}

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_m I_g}{(kh)^2} \left[1 - 0.57 \frac{e}{r} \right]^3$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (154,371)(53,333)}{((1)(320))^2} \left[1 - 0.57 \frac{(2)}{(5.77)} \right]^3 = 406,473 \text{ kg}$$

Carga efectiva- P_e

$$P_e = \frac{1}{4} P_{cr} = \frac{1}{4} (406,473) = 101,618 \text{ kg}$$

Condición que $P_s \leq P_e$

Cumple

Esfuerzo de compresión- f_a

$$f_a = \frac{P_s}{A} = \frac{20,238}{1,600} = 12.6 \text{ kg/cm}^2$$

Condición que $f_a \leq F_a$

Cumple

Relación de esfuerzos

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{12.65}{29.51} = 0.43$$

Presión de viento

$$\rho_{\text{presión}} = P_{qz}(Ce) = (91)(0.80) = 72.8 \text{ kg/m}^2$$

Succión de viento

$$\rho_{\text{succión}} = P_{qz}(Ce) = (91)(-0.50) = -45.5 \text{ kg/m}^2$$

Momento al centro del claro debido a la presión del viento

$$M_s = \rho_{\text{presión}} \frac{bh^2}{8} = (72.80) \frac{(0.80)(3.2)^2}{8} (100) = 7,455 \text{ kg-cm}$$

Momento al centro del claro debido a la succión del viento +

$0.5P_s e_{\text{min}}$

$$M_s = \rho_{\text{succión}} \frac{bh^2}{8} = (45.5) \frac{(0.80)(3.2)^2}{8} (100) + \frac{20,238(2)}{2} = 24,897 \text{ kg-cm}$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = S f_r = (5,333)(7.84) = 41,810 \text{ kg-cm}$$

Esfuerzo de flexión- f_b

Refuerzo vertical

$$A_s, \text{ varillas } \# 4 @ 80 \text{ cm} \quad 1.29 \text{ cm} @ 80 \text{ cm}$$

Cuantía de acero vertical

$$\rho_v = \frac{A_s b}{sbt/2} = \frac{1.29(80)}{(80)(80)(20/2)} = 0.001612$$

$$n\rho = (13)(0.001612) = 0.0213$$

$$k = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho =$$

$$k = \sqrt{(0.0213)^2 + 2(0.0213)} - (0.0213) = 0.186$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.186}{3} = 0.94$$

$$f_b = \frac{M_s}{bd^2 jk} = \frac{(24,897)}{(80)(10)^2 (0.94)(0.186)} = 35.67 \text{ kg/cm}^2$$

Condición $f_b \leq F_b$

Cumple

Relación de esfuerzos

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{35.67}{46.67} = 0.76$$

Condición de ecuación unitaria

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.43 + 0.76 = 1.19 \leq 1.33$$

Cumple

Esfuerzo en el refuerzo- f_s

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d} = \frac{(24,897)}{(1.29)(80/80)(0.94)(10)} =$$

2,058 kg/cm²

Condición de esfuerzos en el acero

$$f_s \leq 1.33 F_s = (1.33)(1,680) = 2,234 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple

Cortante de servicio

$$V_s = \frac{\rho_{\text{presión}}(b)(h)}{2} = \frac{(72.80)(80)(320)}{2} =$$

93.18 kg

Esfuerzo cortante

$$f_v = \frac{V_s}{bjd} = \frac{93.18}{(80)(0.94)(10)} =$$

0.1242

Condición de esfuerzos

$$f_v < 1.33 F_v$$

Cumple

"No requiere refuerzo por cortante"

8.3.5.1.5 Cálculo de deflexiones.

Deflexión a media altura del muro en el instante que aparece la primera grieta

$$\Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} = \frac{5(41,810)(320)^2}{48(53,334)(154,371)} =$$

0.0541 cm

Deflexión de servicio a media altura del muro

$\Delta_s = 0.0541 \text{ cm}$

• Cuando $M_{cr} > M_s$, la deflexión del muro se determinará a partir de la

siguiente expresión: $\Delta_s = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g}$

Deflexión límite

$$\Delta_{\text{limite}} = 0.007h = 0.007(320)$$

2.24 cm

Condición que $\Delta_{\text{limite}} \geq \Delta_s$

Cumple

Tabla 8.1 RESUMEN DE CÁLCULOS PARA EL DISEÑO FUERA DEL PLANO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (*ESFUERZOS DE TRABAJO*)

Muro	Dirección Eje	Espesor-t (cm)	Longitud-l (m)	Altura Efectiva-h'			Ancho Efectivo-b				
				h (m)	k	h' (cm)	Con Rfzo. Horiz @ 120cm o menos s, (cm)	6t, (cm)	180 cm	Con Rfzo Horiz Esp. > 120 cm < Long. Pieza block (cm)	b (cm)
27	y	20	7.40	3.20	1.00	320	80	120	180	40.00	80
28	y	20	4.80	3.20	1.00	320	80	120	180	40.00	80
29	y	20	7.40	3.20	1.00	320	80	120	180	40.00	80
30	y	20	7.40	3.20	1.00	320	40	120	180	40.00	40
31	y	20	7.40	3.20	1.00	320	40	120	180	40.00	40
32	y	20	7.40	3.20	1.00	320	40	120	180	40.00	40
33	y	20	7.40	3.20	1.00	320	40	120	180	40.00	40
34	y	20	7.40	3.20	1.00	320	40	120	180	40.00	40
35	y	20	7.40	3.20	1.00	320	40	120	180	40.00	40
36	y	20	7.40	3.20	1.00	320	40	120	180	40.00	40
37	y	20	7.40	3.20	1.00	320	40	120	180	40.00	40
38	y	20	7.40	3.20	1.00	320	80	120	180	40.00	80
39	y	20	4.80	3.20	1.00	320	80	120	180	40.00	80
40	y	20	7.40	3.20	1.00	320	80	120	180	40.00	80
1	x	15	2.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
2	x	15	4.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
3	x	15	4.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
4	x	15	4.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
5	x	15	4.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
6	x	15	2.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
7	x	15	1.80	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
8	x	15	3.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
9	x	15	5.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
10	x	15	5.50	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
11	x	15	3.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
12	x	15	4.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
13	x	15	3.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
14	x	15	1.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
15	x	15	1.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
16	x	15	2.50	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
17	x	15	5.50	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
18	x	15	5.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
19	x	15	3.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
20	x	15	1.80	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
21	x	15	2.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
22	x	15	4.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
23	x	15	4.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
24	x	15	4.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
25	x	15	4.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90
26	x	15	2.00	3.20	1.00	320	120	90	180	40.00	90

Características del muro.

Muro	Area-A (cm ²)	Inercia-I _g (cm ⁴)	Ine.agr-I _σ (cm ⁴)	Módulo-S (cm ³)	R.Giro-r (cm)	Excentricidad.-e			h'/t	Módulo-E _m (kg/cm ²)	Módulo-E _s (kg/cm ²)
						e _{real} (cm)	e _{min} (cm)	e (cm)			
27	1,600	53,333	1,298	5,333	5.77	0.37	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
28	1,600	53,333	1,298	5,333	5.77	0.37	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
29	1,600	53,333	1,887	5,333	5.77	0.28	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
30	800	26,667	1,652	2,667	5.77	0.00	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
31	800	26,667	1,652	2,667	5.77	0.00	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
32	800	26,667	1,652	2,667	5.77	0.00	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
33	800	26,667	1,652	2,667	5.77	0.00	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
34	800	26,667	1,652	2,667	5.77	0.00	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
35	800	26,667	1,652	2,667	5.77	0.00	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
36	800	26,667	1,652	2,667	5.77	0.00	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
37	800	26,667	1,652	2,667	5.77	0.00	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
38	1,600	53,333	1,887	5,333	5.77	0.28	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
39	1,600	53,333	1,298	5,333	5.77	0.37	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
40	1,600	53,333	1,298	5,333	5.77	0.37	2.00	2.00	16.00	154,371	2,034,884
1	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
2	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
3	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
4	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
5	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
6	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
7	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
8	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
9	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
10	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
11	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
12	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
13	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
14	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
15	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
16	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
17	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
18	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
19	1,350	25,313	556	3,375	4.33	0.00	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
20	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
21	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
22	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
23	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
24	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
25	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884
26	1,350	25,313	556	3,375	4.33	1.18	1.50	1.50	21.33	154,371	2,034,884

Determinación de las propiedades geométricas y mecánicas del muro.

Muro	Relación-n (E_v/E_m)	f_m (kg/cm ²)	f_r (kg/cm ²)	f_{br} (kg/cm ²)	F_b (kg/cm ²)	F_a (kg/cm ²)	$h'/r < 99$	$h'/r > 99$	F_t	
							F_a (kg)	F_a (kg)	$F_{horizontal}$ (kg/cm ²)	$F_{vertical}$ (kg/cm ²)
27	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
28	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
29	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
30	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
31	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
32	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
33	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
34	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
35	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
36	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
37	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
38	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
39	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
40	13	140	7.84	36.40	46.67	29.51	29.51	No aplica	3.50	1.75
1	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
2	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
3	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
4	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
5	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
6	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
7	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
8	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
9	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
10	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
11	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
12	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
13	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
14	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
15	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
16	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
17	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
18	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
19	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
20	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
21	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
22	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
23	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
24	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
25	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75
26	13	140	7.84	36.40	46.67	25.25	25.25	No aplica	3.50	1.75

Determinación de los esfuerzos permisibles en el muro.

Muro	F_{ν} flexión				F_{ν} flexión (kg/cm ²)	P_{serv} (kg)	P_{cr} (kg)	P_e (kg)	Condición $P_{\text{serv}} < P_e$
	A_{ν} resiste parte del cortante		A_{ν} resiste todo el cortante						
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²) _{max}	(kg/cm ²)	(kg/cm ²) _{max}					
27	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	20,238	406,473	101,618	Bién Cumple
28	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	20,238	406,473	101,618	Bién Cumple
29	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	26,262	406,473	101,618	Bién Cumple
30	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	17,070	203,236	50,809	Bién Cumple
31	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	17,070	203,236	50,809	Bién Cumple
32	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	17,070	203,236	50,809	Bién Cumple
33	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	17,070	203,236	50,809	Bién Cumple
34	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	17,070	203,236	50,809	Bién Cumple
35	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	17,070	203,236	50,809	Bién Cumple
36	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	17,070	203,236	50,809	Bién Cumple
37	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	17,070	203,236	50,809	Bién Cumple
38	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	26,261	406,473	101,618	Bién Cumple
39	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	20,238	406,473	101,618	Bién Cumple
40	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	20,238	406,473	101,618	Bién Cumple
1	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
2	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
3	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
4	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
5	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
6	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
7	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
8	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
9	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
10	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
11	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
12	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
13	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
14	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
15	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
16	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
17	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
18	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
19	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
20	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
21	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
22	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
23	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
24	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
25	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple
26	3.13	3.50	9.40	10.52	3.13	7,128	192,916	48,229	Bién Cumple

Determinación de los esfuerzos permisibles y carga crítica de Euler.

Muro	f_c (kg/cm ²)	Condición $f_c < F_c$	f_c / F_c (kg/cm ²)	Peso		M_{serv} (centro del claro)		M_{cr} (kg-cm)	Acero- Flexión vertical	
				presión (kg/m ²)	succión (kg/m ²)	$M_{viento presion}$ (kg-cm)	$M_{viento succión}$ (kg-cm)		A_{as} (cm ²)	Ref. @ - s (cm)
27	12.65	Bien cumple	0.43	72.80	45.50	7,455	24,897	41,790	1.29	80
28	12.65	Bien cumple	0.43	72.80	45.50	7,455	24,897	41,790	1.29	80
29	16.41	Bien cumple	0.56	72.80	45.50	7,455	30,921	41,790	2	80
30	21.34	Bien cumple	0.72	0.00	0.00	0	17,070	20,895	2	40
31	21.34	Bien cumple	0.72	0.00	0.00	0	17,070	20,895	2	40
32	21.34	Bien cumple	0.72	0.00	0.00	0	17,070	20,895	2	40
33	21.34	Bien cumple	0.72	0.00	0.00	0	17,070	20,895	2	40
34	21.34	Bien cumple	0.72	0.00	0.00	0	17,070	20,895	2	40
35	21.34	Bien cumple	0.72	0.00	0.00	0	17,070	20,895	2	40
36	21.34	Bien cumple	0.72	0.00	0.00	0	17,070	20,895	2	40
37	21.34	Bien cumple	0.72	0.00	0.00	0	17,070	20,895	2	40
38	16.41	Bien cumple	0.56	72.80	45.50	7,455	30,920	41,790	2	80
39	12.65	Bien cumple	0.43	72.80	45.50	7,455	24,897	41,790	1.29	80
40	12.65	Bien cumple	0.43	72.80	45.50	7,455	24,897	41,790	1.29	80
1	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
2	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
3	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
4	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
5	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
6	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
7	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
8	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
9	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
10	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
11	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
12	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
13	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
14	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
15	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
16	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
17	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
18	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
19	5.28	Bien cumple	0.21	0.00	0.00	0	5,346	26,445	1.29	120
20	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
21	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
22	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
23	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
24	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
25	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120
26	5.28	Bien cumple	0.21	72.80	45.50	8,387	10,588	26,445	1.29	120

Determinación de los esfuerzos en mampostería y acero.

Muro

	ρ_s	Consid. ρ_s mínimo Rfzo. # 4 @ (cm)	$n\rho$	k (cm)	j (cm)	f_b (kg/cm ²)	Condición <small>debe ser</small> $f_b < 1.33F_b$	$f_w F_b$ (kg/cm ²)	$f_a/F_a + f_w F_b$	Condición <small>debe ser</small> $f_a/F_a + f_w F_b < 1.33$
27	0.00161	92	0.0213	0.186	0.94	35.67	Bién cumple	0.76	1.19	Bién cumple
28	0.00161	92	0.0213	0.186	0.94	35.67	Bién cumple	0.76	1.19	Bién cumple
29	0.00250	92	0.0330	0.226	0.92	37.01	Bién cumple	0.79	1.35	Bién cumple
30	0.00500	92	0.0659	0.303	0.90	31.32	Bién cumple	0.67	1.39	Bién cumple
31	0.00500	92	0.0659	0.303	0.90	31.32	Bién cumple	0.67	1.39	Bién cumple
32	0.00500	92	0.0659	0.303	0.90	31.32	Bién cumple	0.67	1.39	Bién cumple
33	0.00500	92	0.0659	0.303	0.90	31.32	Bién cumple	0.67	1.39	Bién cumple
34	0.00500	92	0.0659	0.303	0.90	31.32	Bién cumple	0.67	1.39	Bién cumple
35	0.00500	92	0.0659	0.303	0.90	31.32	Bién cumple	0.67	1.39	Bién cumple
36	0.00500	92	0.0659	0.303	0.90	31.32	Bién cumple	0.67	1.39	Bién cumple
37	0.00500	92	0.0659	0.303	0.90	31.32	Bién cumple	0.67	1.39	Bién cumple
38	0.00250	92	0.0330	0.226	0.92	37.01	Bién cumple	0.79	1.35	Bién cumple
39	0.00161	92	0.0213	0.186	0.94	35.67	Bién cumple	0.76	1.19	Bién cumple
40	0.00161	92	0.0213	0.186	0.94	35.67	Bién cumple	0.76	1.19	Bién cumple
<hr/>										
1	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
2	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
3	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
4	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
5	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
6	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
7	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
8	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
9	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
10	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
11	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
12	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
13	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
14	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
15	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
16	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
17	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
18	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
19	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	12.72	Bién cumple	0.27	0.48	Bién cumple
20	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
21	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
22	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
23	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
24	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
25	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple
26	0.00143	123	0.0189	0.176	0.94	25.19	Bién cumple	0.54	0.75	Bién cumple

Determinación de los esfuerzos en mampostería y acero.

Muro

	f_c (kg/cm ²)	F_c (kg/cm ²)	Condición $f_c < 1.33F_c$	$V_{servicio}$ (kg)	f_v flexión (kg/cm ²)	Condición $f_v < 1.33F_v$	A_v (cm ²)	Separación Rfzo. # @ (cm)	ρ_h	ρ_h mínimo Rfzo. # 4 @ (cm)
27	2,058	1,684	Bien cumple	93.18	0.1242	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
28	2,058	1,684	Bien cumple	93.18	0.1242	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
29	1,672	1,684	Bien cumple	93.18	0.1260	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
30	949	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
31	949	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
32	949	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
33	949	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
34	949	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
35	949	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
36	949	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
37	949	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
38	1,672	1,684	Bien cumple	93.18	0.1260	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
39	2,058	1,684	Bien cumple	93.18	0.1242	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
40	2,058	1,684	Bien cumple	93.18	0.1242	Bien cumple	0	0.00	0.0000	92.14
1	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
2	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
3	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
4	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
5	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
6	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
7	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
8	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
9	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
10	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
11	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
12	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
13	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
14	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
15	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
16	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
17	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
18	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
19	783	1,684	Bien cumple	0.00	0.0000	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
20	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
21	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
22	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
23	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
24	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
25	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86
26	1,550	1,684	Bien cumple	104.83	0.1650	Bien cumple	0	0.00	0.0000	122.86

Determinación de los esfuerzos en mampostería y acero.

Muro	Deflexión <small>en estructura</small>		Δ_{serv}	$\Delta_{\text{s límite}}$	Condición <small>admisión</small>
	Δ_{σ}	Δ_{δ}			
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	$\Delta_{\text{serv}} < \Delta_{\text{s límite}}$
27	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
28	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
29	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
30	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
31	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
32	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
33	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
34	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
35	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
36	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
37	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
38	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
39	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
40	0.0541	0.0541	0.0541	2.24	Bién Cumple
<hr/>					
1	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
2	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
3	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
4	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
5	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
6	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
7	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
8	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
9	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
10	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
11	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
12	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
13	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
14	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
15	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
16	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
17	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
18	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
19	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
20	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
21	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
22	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
23	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
24	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
25	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple
26	0.0722	0.0722	0.0722	2.24	Bién Cumple

Determinación de deflexiones en el muro.

8.3.6 Diseño en el plano de muros de mampostería reforzada.

(Ref. ACI 530/TMS 402/ASCE 5, UBC, Diseño por Esfuerzos de Trabajo)

8.3.6.1 Ejemplo de cálculos para el muro 27

8.3.6.1.1 Características del muro

Muro	27
Dirección	Eje y
Espesor- t	20 cm
Longitud- l	7.40 m
Altura del edificio- H	32.0 m
Altura del muro _{base} - h	3.20 m
Coefficiente- k	1.0
Altura efectiva $h' = kh = (1.0)(3.20(100)) =$	320 cm

8.3.6.1.2 Distribución de la carga lateral a los muros de cortante.

A) Cálculo de rigideces

Empleando el Método 1, el cual se recomienda utilizar en los casos de tener muros largos y poco esbeltos

$$R = \frac{1}{H^3/3I + 3H/A} = \frac{1}{\frac{(32)^3}{3(6.75)} + \frac{3(32)}{1.48}} = 0.000594$$

Empleando el Método 4, el cual se recomienda utilizar en los casos de tener muros cortos y esbeltos. Los resultados que se obtienen con este método, en la mayoría de los casos, son más precisos que el método 1. Por lo tanto, su uso es más frecuente entre los diseñadores de estructuras de mampostería reforzada

$$C = \frac{M_{base}}{V_{base} h} = \frac{2,203,167}{125,180(3.2)} = 5.499$$

$$R = \frac{1}{\left(\frac{h^3}{I} \left(\frac{C}{2} - 1 \right) + \frac{3h}{A} \right)} = \frac{1}{\left(\frac{(3.2)^3}{6.753} \left(\frac{5.499}{2} - 1 \right) + \frac{3(3.2)}{1.48} \right)} = 0.0526385$$

El término C deberá calcularse considerando el momento y el cortante longitudinales, para el caso de las rigideces relativas de los muros en la dirección x (Este-Oeste)

B) Coordenadas del sistema

$$\bar{X}_{muro} = \frac{\sum L_i x_i}{\sum L_i} = \frac{2,976.01}{183.50} = 16.22 \text{ m}$$

$$\bar{Y}_{muro} = \frac{\sum L_i y_i}{\sum L_i} = \frac{1,507.15}{183.50} = 8.21 \text{ m}$$

C) Coordenadas del centro de masas

$$\text{Peso de entrepisos} = 594 \text{ kg/m}^2 (517.86 \text{ m}^2) = 307,609 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de muros} = 183.50 \text{ m} (3.2 \text{ m}) (275 \text{ kg/m}^2) = 161,480 \text{ kg}$$

Sumatoria de pesos del sistema

$$\sum W = 307,609 + 161,480 = 469,089 \text{ kg}$$

$$\bar{X}_{CM} = \frac{\sum (W \bar{x})}{\sum W} = \frac{161,480(16.22) + 307,609(32.6/2)}{469,089} = 16.27 \text{ m}$$

$$\bar{Y}_{CM} = \frac{\sum (W \bar{y})}{\sum W} = \frac{161,480(8.21) + 307,609(16.3/2)}{469,089} = 8.17 \text{ m}$$

D) Coordenadas del centro de rigideces

$$\bar{X}_{CR} = \frac{\sum R y_i x_i}{\sum R y_i} = \frac{10.87}{0.6667} = 16.30 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum R_{x,y_i}}{\sum R_{x_i}} = \frac{1.82}{0.2205} = 8.25 \text{ m}$$

E) Excentricidad de la carga lateral

$$e_x = X_{CM} - \bar{X}_{CR} = 16.271 - 16.304 = -0.033 \text{ m}$$

$$e_{x_{\min}} = e_x \pm 0.05D_x = -0.033 - 0.05(32.6) = -1.663 \text{ m}$$

$$e_y = \bar{Y}_{CM} - Y_{CR} = 8.17 - 8.254 = -0.084 \text{ m}$$

$$e_{y_{\min}} = e_y \pm 0.05D_y = -0.084 - 0.05(16.3) = -0.90 \text{ m}$$

F) Momento torsional

Dirección Norte-Sur

$$M_{TY} = V_y e_{x_{\max}} = 62,600(-1.663) = -104,104 \text{ kg-m}$$

Dirección Este-Oeste

$$M_{TX} = V_x e_{y_{\max}} = 125,180(-0.90) = -112,662 \text{ kg-m}$$

G) Cortantes y momento actuantes (Dirección Norte-Sur)

Cortante de traslación

$$V_{ii} = V \frac{R}{\sum R} = 125,180 \frac{0.0526}{0.6667} = 9,876 \text{ kg}$$

Cortante de rotación

$$V_{ir} = \frac{M_T R d}{\sum R d} = \frac{-104,104(0.0526(-16.3))}{(76.81 + 6.93)} = 1,072 \text{ kg}$$

Cortante actuante

$$V_i = V_{ii} + V_{ir} > V_{ii}$$

$$V_i = 9,876 + 1,072 = 10,944 > V_{ii} = 10,944 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante

$$f_{vi} = \frac{V_i}{A} = \frac{10,944}{1.48(100)^2} = 0.739 \text{ kg/m}^2$$

Momento

$$M_i = \frac{M_o V_i}{V} = \frac{2,203,167(10,944)}{125,180} = 192,620 \text{ kg-m}$$

H) Deflexiones (Dirección Norte-Sur)

Deflexión considerando toda la altura del edificio

$$\Delta_{total} = \frac{1}{E_m I} \left(\frac{VH^3}{3} + \frac{VH^3}{6} + \frac{PH^4}{120} \right)$$

$$\Delta_{total} = \frac{1}{E_m I} \left(\frac{125,180(32)^3}{3} - \frac{125,180(32)^3}{6} + \frac{(120(32.6)2)(32)^4}{120} \right)$$

$$\Delta_{total} = \frac{1}{E_m I} (752,008,123.4), I = \sum I_{muros-y} = 84.73m^4, E_m = 154,370kg/cm^2$$

$$\Delta_{total} = \frac{1}{(1,543,704,892)(84.73)} (752,008,123.4) = 0.005749 \text{ m}$$

$$\Delta_{total} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\Delta_{limite} = \frac{H}{200} = \frac{3200}{200} = 16cm$$

Condición que $\Delta_{total} \leq \Delta_{Limite}$ Cumple

Deflexión considerando la altura de la base

$$\Delta_{base} = \frac{1}{E_m I} \left(M_1 \frac{h}{2} + \frac{1}{2} (M_1 - M_2) \frac{2h}{3} \right)$$

$$\Delta_{base} = \frac{1}{E_m I} \left(1,802,591 \frac{3.2}{2} + \frac{1}{2} (2,203,167 - 1,802,591) \frac{2(3.2)}{3} \right)$$

$$I = \sum I_{muros-y} = 84.73m^4, E_m = 154,370kg/cm^2$$

$$\Delta_{base} = \frac{1}{E_m I} (3,311,429) = \frac{1}{1,543,704,892(84.73)} (3,311,429) = 0.000025 \text{ m}$$

$$\Delta_{base} = 0.0025 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{limite}} = h/200 = 320/200 = 1.6 \text{ cm}$$

Condición que $\Delta_{\text{base}} \leq \Delta_{\text{Limite}}$

Cumple

8.3.6.1.3 Propiedades geométricas y mecánicas

Área

$$A = lt = (7.40)(0.20) =$$

1.48 m²

Inercia gruesa diseño a cortante

$$I_g = tl^3/12 = (0.20)(7.4)^3/12 =$$

6.75 m⁴

Inercia gruesa diseño carga axial

$$I_g = lt^3/12 = (740)(20)^3/12 =$$

493,334 cm⁴

Radio de giro

$$r = \sqrt{I_g/A} = \sqrt{5,333/1,600} =$$

5.77 cm

Relación

$$H/L = 32/7.4 =$$

4.32

Relación esbeltez

$$l/t = 740/20 =$$

37

Condición que $l/t < 20$

No Cumple

Módulo de elasticidad de mampostería - E_m

154,370 kg/cm²

Módulo de elasticidad del acero - E_s

2,034,884 kg/cm²

Relación modular

$$n = E_s/E_m = (2,034,884/154,370) =$$

13

8.3.6.1.4 Esfuerzos permisibles en mampostería

Resistencia de compresión

$$F_m = (4/3)(1/3)f_m = 1.33(0.33)(140) =$$

62 kg/cm²

Esfuerzo de compresión axial - F_a

$$F_a = 0.25f'_m \left[1 - \left(\frac{kh}{140r} \right)^2 \right], \text{ para } h'/t < 99$$

$$F_a = 0.25(140) \left[1 - \left(\frac{(1)(320)}{140(5.77)} \right)^2 \right] = 29.58 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante- F_v 2.45 kg/cm²

- Relación $M/Vd = 19,262,000 / (10,944(760)) = 2.31$
- Cuando el acero de refuerzo solamente soporte una parte del cortante, y la relación de $M/Vd > 1$, deberá ser el que resulte menor entre:

$$0.265\sqrt{f'_m} = 0.265\sqrt{140} = 3.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.45 \text{ kg/cm}^2$$

- Cuando el acero de refuerzo soporte todo el cortante, y la relación de $M/Vd > 1$, deberá ser el que resulte menor entre:

$$0.397\sqrt{f'_m} = 0.397\sqrt{140} = 4.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$5.26 \text{ kg/cm}^2$$

8.3.6.1.4 Esfuerzos y cargas actuantes

Carga de servicio

$$P_s = 25,297(l) = 25,297(7.40) = 187,198 \text{ kg}$$

Carga crítica de Euler- P_{cr}

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_m I_g}{(kh)^2} \left[1 - 0.57 \frac{e}{r} \right]^3$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (154,371)(493,333)}{((1)(320))^2} \left[1 - 0.57 \frac{(2)}{(5.77)} \right]^3 = 3,759,850 \text{ kg}$$

Carga efectiva- P_e

$$P_e = \frac{1}{4} P_{cr} = \frac{1}{4} (3,759,850) = 939,963 \text{ kg}$$

Condición que $P_s \leq P_e$ Cumple

Esfuerzo de compresión- f_a

$$f_a = \frac{P_s}{A} = \frac{187,198}{14,800} = 12.6 \text{ kg/cm}^2$$

Condición que $f_a \leq 1.33F_u$

Cumple

Relación de esfuerzos

$$\frac{f_a}{F_u} = \frac{12.65}{29.51} =$$

0.43

Esfuerzo de flexión- $f_b = f_m$

Considerando el refuerzo vertical uniformemente espaciado

A_s , varillas # 4 @ 80 cm

1.29 cm @ 80 cm

Mediante tanteos se determina el valor de "kd" con el cual se obtiene un valor de excentricidad "e", igual al valor de excentricidad real " $e_{real} = M/P$ "

Se propone un valor inicial

kd = 800 cm

$$P = C_m - T \quad (5.9)$$

$$Pe = C_m \left(\frac{L}{2} - \frac{kd}{3} \right) + T \left(d - \frac{L}{2} \right) \quad (5.12)$$

$$M = Pe = (C_m - T)e = C_m \left(\frac{L}{2} - \frac{kd}{3} \right) + T \left(d - \frac{L}{2} \right) \quad (5.13)$$

$$C_m = f_m \frac{kdt}{2} \quad (5.10)$$

$$C_m = F_m \frac{kdt}{2} = C_m = (62) \frac{(800)(20)}{2} = 498,951 \text{ kg}$$

$$T = A_s \frac{f_s}{2} = nA_s \frac{f_m}{2} \left(\frac{L - kd}{kd} \right) \quad (5.11)$$

Considerando refuerzo uniformemente distribuido

$$As = A_{var} \left(\frac{L - kd}{s} \right), \quad d = L - \frac{L - kd}{3} = \frac{2}{3}L + \frac{kd}{3}$$

$$T = n \left(A_{var} \left(\frac{L - kd}{s} \right) \right) \frac{f_m}{2} \left(\frac{L - kd}{kd} \right)$$

$$T = 13(1.29) \left(\frac{740 - 800}{80} \right) \frac{1}{2} (62) \left(\frac{740 - 800}{800} \right) = 30 \text{ kg}$$

$$(C_m - T)e = (498,951 - 30)e = 498,921e$$

$$C_m \left(\frac{L}{2} - \frac{kd}{3} \right) = 498,951 \left(\frac{740}{2} - \frac{800}{3} \right) = 51,558,281 \text{ kg-cm}$$

$$T \left(\frac{L}{6} + \frac{kd}{3} \right) = 30 \left(\frac{740}{6} + \frac{800}{3} \right) = 11,657 \text{ kg-cm}$$

$$(C_m - T)e = C_m \left(\frac{L}{2} - \frac{kd}{3} \right) + T \left(\frac{L}{6} + \frac{kd}{3} \right)$$

$$498,921e = (51,558,281 + 11,657)$$

$$e = \frac{51,569,938}{498,921} = 103$$

Con el valor inicial propuesto de $kd=800$ resulta una excentricidad $e=103$, igual al valor de excentricidad $e_{real} = M/P$

$e_{real} = 19,262,000 / 187,198 = 103$. Por lo cual, el valor propuesto de kd es el adecuado.

$$d = L - \left(\frac{L - kd}{3} \right) = 740 - \left(\frac{740 - 800}{3} \right) = 760 \text{ cm}$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Esfuerzo en el refuerzo- f_s

$$f_s = n f_m \left(\frac{d - kd}{kd} \right) = 13(62) \left(\frac{760 - 800}{800} \right) = -41 \text{ kg/cm}^2$$

Condición de esfuerzos en el acero

$$f_s \leq 1.33 F_s = (1.33)(1,680) = 2,234 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Esfuerzo en la mampostería- f_m

$$f_m = \frac{P_s}{\frac{kdt}{2} + \frac{nA_{var}}{2} \left(\frac{L - kd}{s} \right) \left(\frac{L - kd}{kd} \right)} =$$

$$f_m = \frac{187,198}{\frac{(800)(20)}{2} + \frac{13(1.29)}{2} \left(\frac{740-800}{80} \right) \left(\frac{740-800}{800} \right)} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

Condición $f_m \leq 1.33F_m$ Cumple

Relación de esfuerzos

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{f_m}{F_m} = \frac{23}{47} = 0.50$$

Condición de ecuación unitaria

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.43 + 0.50 = 0.93 \leq 1.33 \quad \text{Cumple}$$

Cortante de servicio- V_s 10,944 kg

Esfuerzo cortante

$$f_v = \frac{V_s}{bjd} = \frac{10,944}{(20) \left(760 - \frac{800}{3} \right)} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

Condición de esfuerzos

$$f_v < 1.33F_v \quad \text{Cumple}$$

"No requiere refuerzo por cortante"

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla 8.2 RESUMEN DE CÁLCULOS PARA EL DISEÑO EN EL PLANO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (ESFUERZOS DE TRABAJO)

Muro	Direccion Eje	Espesor (cm)	Longitud (m)	Alt-Piso (m)	Inercia (m ⁴)	Area (m ²)	H / L	Método 1		Método 4	
								R	R / Sum. R	R	R / Sum. R
27	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
28	y	20	4.80	3.20	1.843	0.960	6.667	0.0002	0.0222	0.0179	0.0268
29	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
30	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
31	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
32	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
33	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
34	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
35	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
36	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
37	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
38	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
39	y	20	4.80	3.20	1.843	0.960	6.667	0.0002	0.0222	0.0179	0.0268
40	y	20	7.40	3.20	6.754	1.480	4.324	0.0006	0.0796	0.0526	0.0789
					84.73	19.68		0.0075		0.6667	
1	x	20	2.00	3.20	0.13	0.40	16.00	0.0000	0.0061	0.00152	0.0069
2	x	20	4.00	3.20	1.07	0.80	8.00	0.0001	0.0483	0.0109	0.0496
3	x	20	4.00	3.20	1.07	0.80	8.00	0.0001	0.0483	0.0109	0.0496
4	x	20	4.00	3.20	1.07	0.80	8.00	0.0001	0.0483	0.0109	0.0496
5	x	20	4.00	3.20	1.07	0.80	8.00	0.0001	0.0483	0.0109	0.0496
6	x	20	2.00	3.20	0.13	0.40	16.00	0.0000	0.0061	0.0015	0.0069
7	x	20	1.80	3.20	0.10	0.36	17.78	0.0000	0.0044	0.0011	0.0051
8	x	20	3.00	3.20	0.45	0.60	10.67	0.0000	0.0205	0.0049	0.0222
9	x	20	5.00	3.20	2.08	1.00	6.40	0.0002	0.0938	0.0199	0.0903
10	x	20	5.50	3.20	2.77	1.10	5.82	0.0002	0.1244	0.0255	0.1155
11	x	20	3.00	3.20	0.45	0.60	10.67	0.0000	0.0205	0.0049	0.0222
12	x	20	4.00	3.20	1.07	0.80	8.00	0.0001	0.0483	0.0109	0.0496
13	x	20	3.00	3.20	0.45	0.60	10.67	0.0000	0.0205	0.0049	0.0222
14	x	20	1.00	3.20	0.02	0.20	32.00	0.0000	0.0008	0.0002	0.0009
15	x	20	1.00	3.20	0.02	0.20	32.00	0.0000	0.0008	0.0002	0.0009
16	x	20	2.50	3.20	0.26	0.50	12.80	0.0000	0.0119	0.0029	0.0132
17	x	20	5.50	3.20	2.77	1.10	5.82	0.0002	0.1244	0.0255	0.1155
18	x	20	5.00	3.20	2.08	1.00	6.40	0.0002	0.0938	0.0199	0.0903
19	x	20	3.00	3.20	0.45	0.60	10.67	0.0000	0.0205	0.0049	0.0222
20	x	20	1.80	3.20	0.10	0.36	17.78	0.0000	0.0044	0.0011	0.0051
21	x	20	2.00	3.20	0.13	0.40	16.00	0.0000	0.0061	0.0015	0.0069
22	x	20	4.00	3.20	1.07	0.80	8.00	0.0001	0.0483	0.0109	0.0496
23	x	20	4.00	3.20	1.07	0.80	8.00	0.0001	0.0483	0.0109	0.0496
24	x	20	4.00	3.20	1.07	0.80	8.00	0.0001	0.0483	0.0109	0.0496
25	x	20	4.00	3.20	1.07	0.80	8.00	0.0001	0.0483	0.0109	0.0496
26	x	20	2.00	3.20	0.13	0.40	16.00	0.0000	0.0061	0.0015	0.0069
			183.50		22.13			0.0020		0.2205	

Determinación de las rigideces relativas de los muros.

Muro	X (m)	YT (m)	Lx (m)	Ly (m)	x* (m)	y* (m)	Ryx	Rxy	dx (m)	dy (m)	Rdx ²	Rdy ²	Rd/ Sum.Rd ²
27	0.00	12.60	0.00	93.24	0.00		-		-16.30		13.97		-0.0103
28	0.00	5.00	0.00	24.00	0.00		-		-16.30		4.75		-0.0035
29	2.60	3.70	19.24	27.38	2.60		0.137		-13.70		9.87		-0.0087
30	6.00	12.60	44.40	93.24	6.00		0.315		-10.30		5.58		-0.0065
31	8.60	3.70	63.64	27.38	8.60		0.452		-7.70		3.12		-0.0049
32	12.00	12.60	88.80	93.24	12.00		0.631		-4.30		0.97		-0.0027
33	14.60	3.70	108.04	27.38	14.60		0.768		-1.70		0.15		-0.0011
34	18.00	12.60	133.20	93.24	18.00		0.946		1.70		0.15		0.0011
35	20.60	3.70	152.44	27.38	20.60		1.083		4.30		0.97		0.0027
36	24.00	12.60	177.60	93.24	24.00		1.262		7.70		3.12		0.0049
37	26.60	3.70	196.84	27.38	26.60		1.398		10.30		5.58		0.0065
38	30.00	12.60	222.00	93.24	30.00		1.577		13.70		9.87		0.0087
39	32.60	11.30	156.48	54.24	32.60		0.583		16.30		4.75		0.0035
40	32.60	3.70	241.24	27.38	32.60		1.714		16.30		13.97		0.0103
							10.87				76.81		
1	1.00	16.30	2.00	32.60		16.30		0.025		8.04		0.098	0.0001
2	6.00	16.30	24.00	65.20		16.30		0.178		8.04		0.709	0.0011
3	12.00	16.30	48.00	65.20		16.30		0.178		8.04		0.709	0.0011
4	18.00	16.30	72.00	65.20		16.30		0.178		8.04		0.709	0.0011
5	24.00	16.30	96.00	65.20		16.30		0.178		8.04		0.709	0.0011
6	29.00	16.30	58.00	32.60		16.30		0.025		8.04		0.098	0.0001
7	31.50	13.70	56.70	24.66		13.70		0.015		5.44		0.033	0.0001
8	1.50	8.90	4.50	26.70		8.90		0.044		0.64		0.002	0.0000
9	6.50	8.90	32.50	44.50		8.90		0.177		0.64		0.008	0.0002
10	12.75	8.90	70.13	48.95		8.90		0.227		0.64		0.011	0.0002
11	19.50	10.90	58.50	32.70		10.90		0.053		2.64		0.034	0.0002
12	24.00	8.90	96.00	35.60		8.90		0.097		0.64		0.005	0.0001
13	28.50	8.90	85.50	26.70		8.90		0.044		0.64		0.002	0.0000
14	32.10	8.90	32.10	8.90		8.90		0.002		0.64		0.000	0.0000
15	0.50	7.40	0.50	7.40		7.40		0.001		-0.86		0.000	0.0000
16	3.85	7.40	9.63	18.50		7.40		0.021		-0.86		0.002	0.0000
17	8.85	7.40	48.68	40.70		7.40		0.189		-0.86		0.019	-0.0003
18	26.10	7.40	130.50	37.00		7.40		0.147		-0.86		0.015	-0.0002
19	31.10	7.40	93.30	22.20		7.40		0.036		-0.86		0.004	-0.0001
20	0.90	2.60	1.62	4.68		2.60		0.003		-5.66		0.036	-0.0001
21	3.60	0.00	7.20	0.00		0.00		0.000		-8.26		0.103	-0.0002
22	8.60	0.00	34.40	0.00		0.00		0.000		-8.26		0.746	-0.0011
23	14.60	0.00	58.40	0.00		0.00		0.000		-8.26		0.746	-0.0011
24	20.60	0.00	82.40	0.00		0.00		0.000		-8.26		0.746	-0.0011
25	26.60	0.00	106.40	0.00		0.00		0.000		-8.26		0.746	-0.0011
26	31.60	0.00	63.20	0.00		0.00		0.000		-8.26		0.103	-0.0002
			2976.07	1507.15				1.820				6.391	

Determinación del centro de masas, de rigideces y efectos de torsión.

Muro	V_u (kg)	V_w (kg)	V_i (kg)	V_i/V_w	M_i (kg-m)	f_w (kg/cm ²)
27	9,872	1,072	10,944	0.0874	192,620	0.74
28	3,357	365	3,722	0.0297	65,510	0.39
29	9,872	901	10,773	0.0861	189,610	0.73
30	9,872	678	10,550	0.0843	185,674	0.71
31	9,872	507	10,379	0.0829	182,663	0.70
32	9,872	283	10,155	0.0811	178,727	0.69
33	9,872	112	9,984	0.0798	175,717	0.67
34	9,872	-112	9,872	0.0789	173,749	0.67
35	9,872	-283	9,872	0.0789	173,749	0.67
36	9,872	-507	9,872	0.0789	173,749	0.67
37	9,872	-678	9,872	0.0789	173,749	0.67
38	9,872	-901	9,872	0.0789	173,749	0.67
39	3,357	-365	3,357	0.0268	59,092	0.35
40	9,872	-1,072	9,872	0.0789	173,749	0.67
1	431	-17	431	0.0069	7,585	0.11
2	3,108	-119	3,108	0.0496	54,700	0.39
3	3,108	-119	3,108	0.0496	54,700	0.39
4	3,108	-119	3,108	0.0496	54,700	0.39
5	3,108	-119	3,108	0.0496	54,700	0.39
6	431	-17	431	0.0069	7,585	0.11
7	316	-8	316	0.0051	5,568	0.09
8	1,391	-4	1,391	0.0222	24,484	0.23
9	5,653	-17	5,653	0.0903	99,485	0.57
10	7,233	-22	7,233	0.1155	127,305	0.66
11	1,391	-18	1,391	0.0222	24,484	0.23
12	3,108	-10	3,108	0.0496	54,700	0.39
13	1,391	-4	1,391	0.0222	24,484	0.23
14	55	0	55	0.0009	972	0.03
15	55	0	55	0.0009	979	0.03
16	825	3	828	0.0132	14,576	0.17
17	7,233	30	7,263	0.1160	127,824	0.66
18	5,653	23	5,676	0.0907	99,891	0.57
19	1,391	6	1,397	0.0223	24,584	0.23
20	316	9	325	0.0052	5,718	0.09
21	431	17	448	0.0072	7,884	0.11
22	3,108	122	3,230	0.0516	56,854	0.40
23	3,108	122	3,230	0.0516	56,854	0.40
24	3,108	122	3,230	0.0516	56,854	0.40
25	3,108	122	3,230	0.0516	56,854	0.40
26	431	17	448	0.0072	7,884	0.11

Determinación del cortante y momento.

Curo	k_d (cm)	f_m (kg/cm ²)	A_{ver} (cm ²)	E_m (kg/cm ²)	n	s (cm)	A_s <i>add</i> (cm ²)	Cálculos considerando refuerzo uniformemente espaciado						
								C_m	T_s	e	C_m	T_s	$e = M/P$	d
27	800.00	62	1.29	154,370	13	80	0.00	498951	-30	103	51,558,281	11,657	103	760
28	558.00	62	1.29	154,370	13	80	0.00	348018	-72	54	18,792,994	19,263	54	506
29	878.00	62	1.29	154,370	13	80	0.00	547599	-144	77	42,347,644	59,931	78	786
30	935.00	62	2.00	154,370	13	80	0.00	583149	-419	59	34,017,031	182,171	59	805
31	935.00	62	2.00	154,370	13	80	0.00	583149	-419	59	34,017,031	182,171	58	805
32	938.00	62	2.00	154,370	13	80	0.00	585020	-430	58	33,541,157	187,649	57	806
33	941.00	62	2.00	154,370	13	80	0.00	586891	-442	57	33,061,540	193,204	56	807
34	945.00	62	2.00	154,370	13	80	0.00	589386	-458	55	32,416,230	200,730	55	808
35	945.00	62	2.00	154,370	13	80	0.00	589386	-458	55	32,416,230	200,730	55	808
36	945.00	62	2.00	154,370	13	80	0.00	589386	-458	55	32,416,230	200,730	55	808
37	945.00	62	2.00	154,370	13	80	0.00	589386	-458	55	32,416,230	200,730	55	808
38	895.00	62	1.29	154,370	13	80	0.00	558202	-178	72	40,004,445	75,180	72	792
39	580.00	62	1.29	154,370	13	80	0.00	361740	-115	47	16,881,179	31,301	49	513
40	835.00	62	1.29	154,370	13	80	0.00	520780	-72	92	47,738,187	28,835	93	772
1	165.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	102883	-33	45	4,629,732	2,903	43	188
2	150.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	93529.9	-1845	155	14,029,492	215,193	155	317
3	150.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	93529.9	-1845	155	14,029,492	215,193	155	317
4	150.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	93529.9	-1845	155	14,029,492	215,193	155	317
5	150.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	93529.9	-1845	155	14,029,492	215,193	155	317
6	170.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	106001	-23	43	4,593,360	2,109	43	190
7	165.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	102883	-6	35	3,600,903	513	35	175
8	175.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	109118	-395	92	10,002,508	42,819	93	258
9	130.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	81059.3	-4662	227	16,752,252	590,493	226	377
10	128.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	79812.2	-6159	263	18,543,039	827,353	263	409
11	175.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	109118	-395	92	10,002,508	42,819	93	258
12	155.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	96647.6	-1714	153	14,336,062	202,862	155	318
13	175.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	109118	-395	92	10,002,508	42,819	93	258
14	118.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	73576.9	-12	11	784,820	681	11	106
15	118.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	73576.9	-12	11	784,820	681	11	106
16	180.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	112236	-121	65	7,295,336	12,252	66	227
17	125.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	77941.6	-6397	266	18,186,378	852,901	264	408
18	130.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	81059.3	-4662	227	16,752,252	590,493	227	377
19	175.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	109118	-395	92	10,002,508	42,819	93	258
20	165.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	102883	-6	35	3,600,903	513	36	175
21	170.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	106001	-23	43	4,593,360	2,109	45	190
22	135.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	84177	-2303	163	13,047,427	257,142	162	312
23	135.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	84177	-2303	163	13,047,427	257,142	162	312
24	135.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	84177	-2303	163	13,047,427	257,142	162	312
25	135.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	84177	-2303	163	13,047,427	257,142	162	312
26	165.00	62	1.29	154,370	13	120	0.00	102883	-33	45	4,629,732	2,903	45	188

Determinación de los esfuerzos en mampostería y acero.

Muro	Cálculo refuerzo adicional en esquinas								f_s (kg/cm ²)	F_s (kg/cm ²)	Condición <small>norma</small> $f_s < 1.33F_s$
	C_{m1}	T_{s1}	T_{s2}	e	C_{m1}	T_{s1}	T_{s2}	e			
27	0	0	0	0	0	0	0	103	-41	1,680	Bién Cumple
28	0	0	0	0	0	0	0	54	-77	1,680	Bién Cumple
29	0	0	0	0	0	0	0	78	-86	1,680	Bién Cumple
30	0	0	0	0	0	0	0	59	-115	1,680	Bién Cumple
31	0	0	0	0	0	0	0	58	-115	1,680	Bién Cumple
32	0	0	0	0	0	0	0	57	-116	1,680	Bién Cumple
33	0	0	0	0	0	0	0	56	-117	1,680	Bién Cumple
34	0	0	0	0	0	0	0	55	-119	1,680	Bién Cumple
35	0	0	0	0	0	0	0	55	-119	1,680	Bién Cumple
36	0	0	0	0	0	0	0	55	-119	1,680	Bién Cumple
37	0	0	0	0	0	0	0	55	-119	1,680	Bién Cumple
38	0	0	0	0	0	0	0	72	-95	1,680	Bién Cumple
39	0	0	0	0	0	0	0	49	-95	1,680	Bién Cumple
40	0	0	0	0	0	0	0	93	-62	1,680	Bién Cumple
<hr/>											
1	0	0	0	0	0	0	0	43	116	1,680	Bién Cumple
2	0	0	0	0	0	0	0	155	915	1,680	Bién Cumple
3	0	0	0	0	0	0	0	155	915	1,680	Bién Cumple
4	0	0	0	0	0	0	0	155	915	1,680	Bién Cumple
5	0	0	0	0	0	0	0	155	915	1,680	Bién Cumple
6	0	0	0	0	0	0	0	43	97	1,680	Bién Cumple
7	0	0	0	0	0	0	0	35	50	1,680	Bién Cumple
8	0	0	0	0	0	0	0	93	392	1,680	Bién Cumple
9	0	0	0	0	0	0	0	226	1563	1,680	Bién Cumple
10	0	0	0	0	0	0	0	263	1810	1,680	Bién Cumple
11	0	0	0	0	0	0	0	93	392	1,680	Bién Cumple
12	0	0	0	0	0	0	0	155	868	1,680	Bién Cumple
13	0	0	0	0	0	0	0	93	392	1,680	Bién Cumple
14	0	0	0	0	0	0	0	11	-84	1,680	Bién Cumple
15	0	0	0	0	0	0	0	11	-84	1,680	Bién Cumple
16	0	0	0	0	0	0	0	66	214	1,680	Bién Cumple
17	0	0	0	0	0	0	0	264	1867	1,680	Bién Cumple
18	0	0	0	0	0	0	0	227	1563	1,680	Bién Cumple
19	0	0	0	0	0	0	0	93	392	1,680	Bién Cumple
20	0	0	0	0	0	0	0	36	50	1,680	Bién Cumple
21	0	0	0	0	0	0	0	45	97	1,680	Bién Cumple
22	0	0	0	0	0	0	0	162	1078	1,680	Bién Cumple
23	0	0	0	0	0	0	0	162	1078	1,680	Bién Cumple
24	0	0	0	0	0	0	0	162	1078	1,680	Bién Cumple
25	0	0	0	0	0	0	0	162	1078	1,680	Bién Cumple
26	0	0	0	0	0	0	0	45	116	1,680	Bién Cumple

Determinación de los esfuerzos en mampostería y acero.

Muro	$P_{vertical}$ (kg)	I_g carga axial (cm ²)	r carga axial (cm)	P_{cr} (kg)	P_e (kg)	Condición $P_{serv} < P_e$	f_a (kg/cm ²)	F_a (kg/cm ²)	Condición axial $f_a < 1.33F_a$
27	187,198	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	12.65	29.58	Bién Cumple
28	121,426	320,000	5.77	2,438,822	609,705	Bién Cumple	12.65	29.58	Bién Cumple
29	242,912	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	16.41	29.58	Bién Cumple
30	315,795	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	21.34	29.58	Bién Cumple
31	315,795	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	21.34	29.58	Bién Cumple
32	315,795	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	21.34	29.58	Bién Cumple
33	315,795	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	21.34	29.58	Bién Cumple
34	315,795	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	21.34	29.58	Bién Cumple
35	315,795	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	21.34	29.58	Bién Cumple
36	315,795	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	21.34	29.58	Bién Cumple
37	315,795	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	21.34	29.58	Bién Cumple
38	242,920	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	16.41	29.58	Bién Cumple
39	121,426	320,000	5.77	2,438,822	609,705	Bién Cumple	12.65	29.58	Bién Cumple
40	187,198	493,333	5.77	3,759,850	939,963	Bién Cumple	12.65	29.58	Bién Cumple
1	17,600	133,333	5.77	1,016,176	254,044	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
2	35,200	266,667	5.77	2,032,351	508,088	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
3	35,200	266,667	5.77	2,032,351	508,088	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
4	35,200	266,667	5.77	2,032,351	508,088	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
5	35,200	266,667	5.77	2,032,351	508,088	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
6	17,600	133,333	5.77	1,016,176	254,044	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
7	15,840	120,000	5.77	914,558	228,640	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
8	26,400	200,000	5.77	1,524,264	381,066	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
9	44,000	333,333	5.77	2,540,439	635,110	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
10	48,400	366,667	5.77	2,794,483	698,621	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
11	26,400	200,000	5.77	1,524,264	381,066	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
12	35,200	266,667	5.77	2,032,351	508,088	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
13	26,400	200,000	5.77	1,524,264	381,066	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
14	8,800	66,667	5.77	508,088	127,022	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
15	8,800	66,667	5.77	508,088	127,022	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
16	22,000	166,667	5.77	1,270,220	317,555	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
17	48,400	366,667	5.77	2,794,483	698,621	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
18	44,000	333,333	5.77	2,540,439	635,110	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
19	26,400	200,000	5.77	1,524,264	381,066	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
20	15,840	120,000	5.77	914,558	228,640	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
21	17,600	133,333	5.77	1,016,176	254,044	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
22	35,200	266,667	5.77	2,032,351	508,088	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
23	35,200	266,667	5.77	2,032,351	508,088	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
24	35,200	266,667	5.77	2,032,351	508,088	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
25	35,200	266,667	5.77	2,032,351	508,088	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple
26	17,600	133,333	5.77	1,016,176	254,044	Bién Cumple	4.40	29.58	Bién Cumple

Determinación de los esfuerzos en mampostería y acero.

Muro	C_{m1}	T_{s1}	T_{s2}	f_m (kg/cm ²)	F_m (kg/cm ²)	Condición $f_m < 1.33F_m$	f_b/F_b	f_a/F_a	$f_a/F_a + f_w/F_b$	Condición $f_a/F_a + f_w/F_b < 1.33$
27	8,000	0	0	23	47	Bién Cumple	0.50	0.43	0.93	Bién cumple
28	5,580	-1	0	22	47	Bién Cumple	0.47	0.43	0.89	Bién cumple
29	8,780	-2	0	28	47	Bién Cumple	0.59	0.55	1.15	Bién cumple
30	9,350	-7	0	34	47	Bién Cumple	0.72	0.72	1.44	Bién cumple
31	9,350	-7	0	34	47	Bién Cumple	0.72	0.72	1.44	Bién cumple
32	9,380	-7	0	34	47	Bién Cumple	0.72	0.72	1.44	Bién cumple
33	9,410	-7	0	34	47	Bién Cumple	0.72	0.72	1.44	Bién cumple
34	9,450	-7	0	33	47	Bién Cumple	0.71	0.72	1.44	Bién cumple
35	9,450	-7	0	33	47	Bién Cumple	0.71	0.72	1.44	Bién cumple
36	9,450	-7	0	33	47	Bién Cumple	0.71	0.72	1.44	Bién cumple
37	9,450	-7	0	33	47	Bién Cumple	0.71	0.72	1.44	Bién cumple
38	8,950	-3	0	27	47	Bién Cumple	0.58	0.55	1.14	Bién cumple
39	5,800	-2	0	21	47	Bién Cumple	0.45	0.43	0.88	Bién cumple
40	8,350	-1	0	22	47	Bién Cumple	0.48	0.43	0.91	Bién cumple
1	1,650	-1	0	11	47	Bién Cumple	0.23	0.15	0.38	Bién cumple
2	1,500	-30	0	24	47	Bién Cumple	0.51	0.15	0.66	Bién cumple
3	1,500	-30	0	24	47	Bién Cumple	0.51	0.15	0.66	Bién cumple
4	1,500	-30	0	24	47	Bién Cumple	0.51	0.15	0.66	Bién cumple
5	1,500	-30	0	24	47	Bién Cumple	0.51	0.15	0.66	Bién cumple
6	1,700	0	0	10	47	Bién Cumple	0.22	0.15	0.37	Bién cumple
7	1,650	0	0	10	47	Bién Cumple	0.21	0.15	0.35	Bién cumple
8	1,750	-6	0	15	47	Bién Cumple	0.32	0.15	0.47	Bién cumple
9	1,300	-75	0	36	47	Bién Cumple	0.77	0.15	0.92	Bién cumple
10	1,280	-99	0	41	47	Bién Cumple	0.88	0.15	1.02	Bién cumple
11	1,750	-6	0	15	47	Bién Cumple	0.32	0.15	0.47	Bién cumple
12	1,550	-27	0	23	47	Bién Cumple	0.49	0.15	0.64	Bién cumple
13	1,750	-6	0	15	47	Bién Cumple	0.32	0.15	0.47	Bién cumple
14	1,180	0	0	7	47	Bién Cumple	0.16	0.15	0.31	Bién cumple
15	1,180	0	0	7	47	Bién Cumple	0.16	0.15	0.31	Bién cumple
16	1,800	-2	0	12	47	Bién Cumple	0.26	0.15	0.41	Bién cumple
17	1,250	-103	0	42	47	Bién Cumple	0.90	0.15	1.05	Bién cumple
18	1,300	-75	0	36	47	Bién Cumple	0.77	0.15	0.92	Bién cumple
19	1,750	-6	0	15	47	Bién Cumple	0.32	0.15	0.47	Bién cumple
20	1,650	0	0	10	47	Bién Cumple	0.21	0.15	0.35	Bién cumple
21	1,700	0	0	10	47	Bién Cumple	0.22	0.15	0.37	Bién cumple
22	1,350	-37	0	27	47	Bién Cumple	0.57	0.15	0.72	Bién cumple
23	1,350	-37	0	27	47	Bién Cumple	0.57	0.15	0.72	Bién cumple
24	1,350	-37	0	27	47	Bién Cumple	0.57	0.15	0.72	Bién cumple
25	1,350	-37	0	27	47	Bién Cumple	0.57	0.15	0.72	Bién cumple
26	1,650	-1	0	11	47	Bién Cumple	0.23	0.15	0.38	Bién cumple

Determinación de los esfuerzos en mampostería y acero.

Muro	f_v	$f_{v \text{ mamp}}$	Condición cortante $f_v < 1.33f_v$	M/Vd	A_s Resiste parte del cortante ($M/Vd < 1$)		A_s Resiste todo el cortante ($M/Vd < 1$)	
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)			(kg/cm ²)	(kg/cm ²) _{max}	(kg/cm ²)	(kg/cm ²) _{max}
27	1.11	2.45	Bién cumple	2.32	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.58	2.45	Bién cumple	3.48	0.00	0.00	0.00	0.00
29	1.09	2.45	Bién cumple	2.24	0.00	0.00	0.00	0.00
30	1.07	2.45	Bién cumple	2.19	0.00	0.00	0.00	0.00
31	1.05	2.45	Bién cumple	2.19	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1.03	2.45	Bién cumple	2.18	0.00	0.00	0.00	0.00
33	1.01	2.45	Bién cumple	2.18	0.00	0.00	0.00	0.00
34	1.00	2.45	Bién cumple	2.18	0.00	0.00	0.00	0.00
35	1.00	2.45	Bién cumple	2.18	0.00	0.00	0.00	0.00
36	1.00	2.45	Bién cumple	2.18	0.00	0.00	0.00	0.00
37	1.00	2.45	Bién cumple	2.18	0.00	0.00	0.00	0.00
38	1.00	2.45	Bién cumple	2.22	0.00	0.00	0.00	0.00
39	0.52	2.45	Bién cumple	3.43	0.00	0.00	0.00	0.00
40	1.00	2.45	Bién cumple	2.28	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.16	2.45	Bién cumple	9.35	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.58	2.45	Bién cumple	5.56	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.58	2.45	Bién cumple	5.56	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.58	2.45	Bién cumple	5.56	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.58	2.45	Bién cumple	5.56	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.16	2.45	Bién cumple	9.26	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.13	2.45	Bién cumple	10.06	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.35	2.45	Bién cumple	6.81	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.85	2.45	Bién cumple	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.99	2.45	Bién cumple	4.30	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.35	2.45	Bién cumple	6.81	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.58	2.45	Bién cumple	5.53	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.35	2.45	Bién cumple	6.81	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.04	2.45	Bién cumple	16.60	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.04	2.45	Bién cumple	16.60	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.25	2.45	Bién cumple	7.76	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.99	2.45	Bién cumple	4.31	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.85	2.45	Bién cumple	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.35	2.45	Bién cumple	6.81	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.14	2.45	Bién cumple	10.06	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.17	2.45	Bién cumple	9.26	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.61	2.45	Bién cumple	5.65	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.61	2.45	Bién cumple	5.65	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.61	2.45	Bién cumple	5.65	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.61	2.45	Bién cumple	5.65	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.17	2.45	Bién cumple	9.35	0.00	0.00	0.00	0.00

Determinación de los esfuerzos en mampostería y acero.

Muro	A_1 , Resiste parte del cortante ($M/Vd > 1$) (kg/cm ⁴)	A_2 , Resiste todo el cortante ($M/Vd > 1$) (kg/cm ²) _{max}	A_3 , Resiste todo el cortante ($M/Vd > 1$) (kg/cm ⁴)	A_4 , Resiste todo el cortante ($M/Vd > 1$) (kg/cm ²) _{max}	V_d (kg)	A_{req} (cm ²)	$A_{varilla\ prop}$ (cm ²)	Esp. @	ρ h mbramo Rfzo. $\# 4 @$ (cm)
27	3.13	2.45	4.70	5.26	10,944	0.00	0.71	0.00	92
28	3.13	2.45	4.70	5.26	3,722	0.00	0.71	0.00	92
29	3.13	2.45	4.70	5.26	10,773	0.00	0.71	0.00	92
30	3.13	2.45	4.70	5.26	10,550	0.00	0.71	0.00	92
31	3.13	2.45	4.70	5.26	10,379	0.00	0.71	0.00	92
32	3.13	2.45	4.70	5.26	10,155	0.00	0.71	0.00	92
33	3.13	2.45	4.70	5.26	9,984	0.00	0.71	0.00	92
34	3.13	2.45	4.70	5.26	9,872	0.00	0.71	0.00	92
35	3.13	2.45	4.70	5.26	9,872	0.00	0.71	0.00	92
36	3.13	2.45	4.70	5.26	9,872	0.00	0.71	0.00	92
37	3.13	2.45	4.70	5.26	9,872	0.00	0.71	0.00	92
38	3.13	2.45	4.70	5.26	9,872	0.00	0.71	0.00	92
39	3.13	2.45	4.70	5.26	3,357	0.00	0.71	0.00	92
40	3.13	2.45	4.70	5.26	9,872	0.00	0.71	0.00	92
1	3.13	2.45	4.70	5.26	431	0.00	0.71	0.00	92
2	3.13	2.45	4.70	5.26	3,108	0.00	0.71	0.00	92
3	3.13	2.45	4.70	5.26	3,108	0.00	0.71	0.00	92
4	3.13	2.45	4.70	5.26	3,108	0.00	0.71	0.00	92
5	3.13	2.45	4.70	5.26	3,108	0.00	0.71	0.00	92
6	3.13	2.45	4.70	5.26	431	0.00	0.71	0.00	92
7	3.13	2.45	4.70	5.26	316	0.00	0.71	0.00	92
8	3.13	2.45	4.70	5.26	1,391	0.00	0.71	0.00	92
9	3.13	2.45	4.70	5.26	5,653	0.00	0.71	0.00	92
10	3.13	2.45	4.70	5.26	7,233	0.00	0.71	0.00	92
11	3.13	2.45	4.70	5.26	1,391	0.00	0.71	0.00	92
12	3.13	2.45	4.70	5.26	3,108	0.00	0.71	0.00	92
13	3.13	2.45	4.70	5.26	1,391	0.00	0.71	0.00	92
14	3.13	2.45	4.70	5.26	55	0.00	0.71	0.00	92
15	3.13	2.45	4.70	5.26	56	0.00	0.71	0.00	92
16	3.13	2.45	4.70	5.26	828	0.00	0.71	0.00	92
17	3.13	2.45	4.70	5.26	7,263	0.00	0.71	0.00	92
18	3.13	2.45	4.70	5.26	5,676	0.00	0.71	0.00	92
19	3.13	2.45	4.70	5.26	1,397	0.00	0.71	0.00	92
20	3.13	2.45	4.70	5.26	325	0.00	0.71	0.00	92
21	3.13	2.45	4.70	5.26	448	0.00	0.71	0.00	92
22	3.13	2.45	4.70	5.26	3,230	0.00	0.71	0.00	92
23	3.13	2.45	4.70	5.26	3,230	0.00	0.71	0.00	92
24	3.13	2.45	4.70	5.26	3,230	0.00	0.71	0.00	92
25	3.13	2.45	4.70	5.26	3,230	0.00	0.71	0.00	92
26	3.13	2.45	4.70	5.26	448	0.00	0.71	0.00	92

Determinación de los esfuerzos en mampostería y acero.

En el problema planteado se optó por el método de diseño por esfuerzos de trabajo, como una alternativa de solución, debido a que las cargas que estarán afectando a la estructura son principalmente gravitacionales y de viento; en este sentido, el enfoque por esfuerzos de trabajo se puede aplicar eficientemente. En la evaluación de las cargas gravitacionales (muerta y viva) se utilizaron las que están indicadas en la mayoría de los reglamentos, mientras que para la determinación de las presiones de viento, se siguió el procedimiento de cálculos del Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. A manera de ilustrar el ejemplo, únicamente se consideró la máxima presión de viento sin las correspondientes reducciones por efecto de la altura. Las Tablas 8.1 y 8.2 sintetizan todos los cálculos que se realizaron para el diseño de los muros de mampostería, considerando las cargas actuando fuera y dentro de su plano, revisando que no se sobrepasaran los esfuerzos permisibles, considerando las restricciones de carga axial por efectos de esbeltez y limitando las deflexiones a media altura del muro entre los entrepisos. Es importante notar que primero se deben diseñar los muros para la condición de cargas actuando fuera de su plano, ya que el refuerzo interior que se llegue a requerir podrá ser igualmente considerado para resistir los efectos dentro del plano. Para el cálculo de las rigideces de sistema, se empleó el Metodo 4, que se emplea con frecuencia por los diseñadores, para la condición de muros largos y poco esbeltos, como es este caso, y debido a la geometría del edificio, el centro de masas y de rigideces del sistema casi coinciden en el mismo punto. Consecuentemente, el momento torsional y el momento de rotación sólo se ven afectados por una excentricidad mínima, desarrollándose muy poco cortante. La deflexión total del edificio, así como la de un entrepiso en particular, cumplen para los valores permisibles.

CAPÍTULO 9

DISCUSIÓN GENERAL Y CONCLUSIONES SOBRE LA EDIFICACIÓN CON MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE.

9.1 Construcción con mampostería.

La mampostería reforzada, según lo expuesto en los capítulos anteriores tiene grandes ventajas sobre otro tipo de materiales de construcción. Aparentemente, el costo inicial de este material es 2 ó 3 veces mayor que el de los materiales competidores. Sin embargo, debido a que se tiene una mayor superficie lateral por unidad, el costo es realmente engañoso. El 70% de las construcciones en el mundo son realizadas con mampostería; las rocas y arcillas, que son componentes de la mampostería, se pueden encontrar con facilidad casi en todo el mundo.

Entre las principales cualidades se pueden enumerar las siguientes:

- Mediante la selección de materiales adecuados, de buenos proporcionamientos y de un mejor control durante la

elaboración de la unidad de mampostería, se puede conseguir la resistencia más conveniente. El bloque de concreto, por citar un ejemplo, tiene por lo general un módulo de elasticidad alto y, por consiguiente, valores más altos de resistencia. Cuando el producto está industrializado, como en la mayoría de los casos, se tiene un gran control de calidad y su resistencia es poco variable y prácticamente todas las piezas tienen resistencias iguales. El bloque de concreto tiene una escasa absorción, dando como resultado muy poco ensalitramiento.

- La utilización adecuada de los huecos de la unidad de mampostería es importante, ya que en ellos se construyen cadenas de cerramiento, traveses, columnas o castillos, logrando

un importante ahorro en cimbra y en mano de obra, así como en los materiales que la forman. Si se planean adecuadamente las instalaciones especiales (eléctricas, hidráulicas, etc.) se podrán utilizar los huecos de las unidades para alojarlas, logrando con ello ahorros importantes en ranuras y, posteriormente, recubrimientos.

- Versatilidad: Se pueden construir edificios de mampostería que van de 1 a 60 pisos de altura. Se pueden emplear como muros de retención, muros contra fuego, muros aislantes térmicos y

acústicos. Se minimiza el número de elementos ya que los muros cargadores pueden servir para funciones múltiples: actúan como el sistema estructural principal de muros cargadores, proporcionan el recubrimiento exterior, y pueden emplearse como muros divisorios dentro del edificio. Los muros de mampostería reforzada interiormente resultan ser bastante efectivos en la resistencia de cargas laterales de viento o sismo.

- **Belleza:** se puede conseguir una gran variedad en los colores de la unidad de mampostería y morteros, así como también una gran diversidad de texturas y superficies.

Hablando de las desventajas, se puede llegar a la conclusión de que prácticamente todas estas pueden quedar casi reducidas al mínimo, si se utiliza adecuadamente la unidad de mampostería. Entre otras, se pueden encontrar las siguientes desventajas:

- Contracciones y dilataciones por cambios de humedad y temperatura, las cuales causan grietas en los muros. Como se discutió en los capítulos anteriores, si se utilizan adecuadamente la mampostería, se eliminan sus inconvenientes (juntas de control, etc.).

- Ensalitramiento, debido a la salida de sales a la superficie exterior del muro. Este problema también prácticamente se evita utilizando unidades de mampostería secas.
- Dificultad para cortar, ranurar o clavar algo en los muros. Este problema se puede resolver mediante una adecuada planeación de las instalaciones, así como también mediante la modulación de los muros para utilizar solamente piezas completas y mitades de piezas. Respecto a la necesidad de colocar clavos, es necesario emplear clavos especiales o taquetes.

9.2 Conclusiones sobre la mampostería reforzada interiormente.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

El propósito del presente trabajo es contribuir, como una herramienta más, en la selección de los métodos de análisis y diseño que se pueden emplear, y de esta forma lograr diseños que no sobrestimen y mucho menos subestimen la capacidad de los elementos de mampostería reforzada interiormente, principalmente en caso de los muros, brindado con ello un uso más adecuado de la mampostería reforzada interiormente, como sistema estructural principal. Como se mostró en los Capítulos 1 y 2; los muros, las columnas, las pilastras, las vigas y los dinteles se consideran como elementos de mampostería y

estos elementos pueden estar trabajando independientemente, o bien, pueden estar integrados a los diferentes sistemas de mampostería: sistema estructural simple, sistema estructural de varios niveles ó sistema híbrido.

Existe un gran número de institutos de investigación que realizan pruebas referentes a la mampostería; así también, existen asociaciones que publican reglamentos para uso y diseño de estructuras de mampostería, de las cuales, a continuación se enlistan las que tienen mayor afinidad con este trabajo:

- Asociación de Estándares de Australia (*Standards Association of Australia, AS*).
- Asociación de Estándares Canadienses (*Standards Association of Canada, CSA*).
- Asociación de Ingenieros Estructuristas de California (*Structural Engineers Association of California, SEAOC*).
- Asociación Nacional de Mampostería de Concreto (*National Concrete Masonry Association, NCMA*).
- Conferencia Internacional de Inspectores de Construcción (*International Conference of Building Officials, ICBO*).
- Estándares Británicos (*British Standard, BS*).
- Instituto Americano del Concreto (*American Concrete Institute, ACI*).
- Instituto del Ladrillo de América (*Brick Institute of America, BIA*).
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC.

- Instituto Nacional de Estándares Americanos (*American National Standards Institute, ANSI*).
- Junta del Comité de Estándares de Mampostería (*Masonry Standards Joint Committee, TMS*).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, R.D.F.
- Oficina de Arquitectos del Estado de California (*California Office of the State Architect, OSA*).
- Reglamento Nacional de Construcciones de Canada (*National Building Code of Canada, NBCC*).
- Reglamento de Administración e Inspectores de Construcción (*Building Officials and Code Administration, BOCA*).
- Reglamento Uniforme de Construcción (*Uniform Building Code, UBC*).
- Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (*American Society of Testing and Materials, ASTM*).
- Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (*American Society of Civil Engineers, ASCE*).

En la mayoría de los reglamentos de mampostería se presentan tres métodos de diseño para elementos de mampostería: diseño empírico, diseño por esfuerzos de trabajo, y diseño por última resistencia y estados límite. El desarrollo de los ejemplos de diseño de los elementos de mampostería se hizo conforme a alguno de esos tres métodos, abarcando los casos de cargas que actúan dentro y fuera del plano, para

la condición de carga axial, combinación de carga axial y de flexión, así como también de cortante.

Como se observó en el Capítulo 3, los procedimientos de análisis y diseño de vigas y dinteles de mampostería reforzada, que establecen la mayoría de los reglamentos, adoptan el enfoque empleado para el caso de elementos de concreto reforzado, con la diferencia del valor de deflexión vertical permisible ($1/600$ de la longitud del claro entre apoyos), y de una variante en cuanto a la forma de considerar las cargas concentradas o distribuidas sobre el elemento de mampostería, restringiendo la longitud de mampostería sobre la cual se distribuyen. Los reglamentos especifican valores mínimos y máximos para la cuantía de acero, así como dimensiones mínimas para los elementos.

Los muros de mampostería sujetos a flexión fuera del plano, según se vió en el Capítulo 4, presentan uno de los comportamientos siguientes: flexión vertical, flexión horizontal y flexión en las dos direcciones. Esos reglamentos especifican límites de deflexión (vertical y horizontal) así como también cuantías mínimas de acero de refuerzo en dirección vertical y horizontal, dependiendo de la afectación sísmica. La mayoría de los reglamentos coinciden en la cuantía mínima (0.0007) especificada en cualquier dirección, cuando se considera diseño sísmico.

En el Capítulo 5 se presentó el diseño de muros sometidos a carga axial y de flexión. Como se indicó anteriormente, existen varios métodos de diseño; en el diseño por el método de esfuerzos de trabajo, por lo general se limita la relación de esbeltez mediante una reducción de la carga axial permisible, lo que trae consigo que se requieran muros de mayor espesor, y de acuerdo con el método de diseño por resistencia, que plantea el Reglamento *UBC*, se pueden diseñar muros más esbeltos, ya que en este método no se limita en gran medida la esbeltez, pero sí se restringe la carga axial, la deflexión y la cuantía máxima de acero, además de que se permite la amplificación de los momentos para tomar en cuenta el efecto $P-\Delta$.

Del diseño de columnas de mampostería reforzada se trató en el Capítulo 6 y como se observó anteriormente, los reglamentos plantean algunas alternativas de solución; para el caso de columnas sujetas a carga axial y de flexión se siguen los mismos principios que para columnas de concreto reforzado, permitiéndose el desarrollo de diagramas de interacción, los cuales están en función de la resistencia de compresión de la unidad de mampostería. El método del contorno de carga se emplea para la condición de carga axial y flexión biaxial. En el caso de columnas sometidas únicamente a carga axial, los reglamentos presentan ecuaciones sencillas que sólo incluyen una reducción de la carga axial permisible por efecto de esbeltez y algunas otras reducciones

en la capacidad de los materiales, en función de las inspecciones que se lleven a cabo durante la construcción de los elementos. Como en los casos anteriores, también se permite el empleo de métodos por resistencia y esfuerzos de trabajo, y para columnas diseñadas empíricamente, sólo se limitan las relaciones de esbeltez en función del material de mampostería.

De acuerdo con lo que se presentó en los Capítulos 7 y 8 , la conveniencia de construir edificios con muros de mampostería, consiste en lograr un buen arreglo de muros, que permita transmitir las cargas gravitacionales hacia la cimentación, sin necesidad de utilizar marcos o columnas de acero o concreto reforzado, así como también utilizar los muros para soportar las cargas laterales de viento o sismo. Para la distribución de estas cargas, se considera que los sistemas de losa de azotea y entrepiso actúan como un diafragma rígido, hecho que es sólo una aproximación; ya que todos los diafragmas de azotea o entrepiso se deforman en alguna dirección. Para muros de mampostería reforzada interiormente, que soportan el cortante, esta aproximación no es crítica, ya que existen incongruencias en la distribución elástica de la carga lateral, las cuales se compensan por la redistribución que sigue del agrietamiento y la deformación inelástica de los muros de cortante. Algunos reglamentos especifican relaciones máximas de tableros, para ser considerados como diafragmas rígidos, en función del sistema de

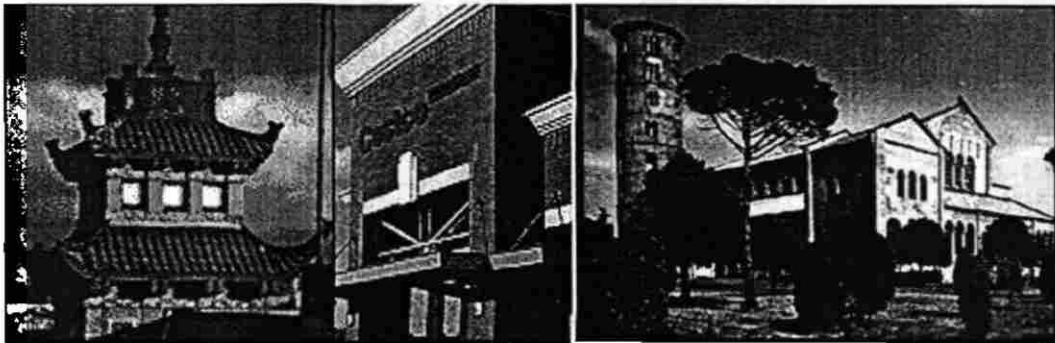
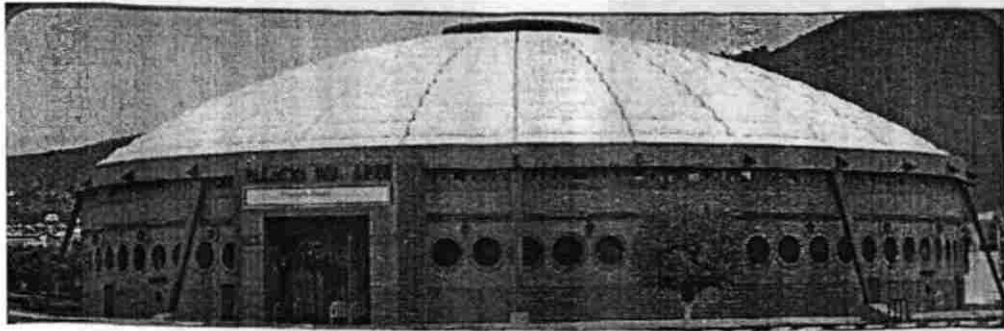
losa que se emplee. La ductilidad de un muro de cortante es un indicador de la capacidad de presentar deformaciones inelásticas, en caso de cargas sísmicas, sin pérdidas apreciables de resistencia y con poca pérdida de rigidez.

El uso de la mampostería reforzada interiormente, como sistema estructural principal, es común en los países más industrializados, en donde la mano de obra encarece de forma significativa el costo de la construcción. Es en los Estados Unidos, Canada, Europa, Oceanía y Japón donde más se emplea esta tecnología. En México existe la tendencia generalizada de construir con mampostería confinada con castillos y cerramientos, y la mayoría de las investigaciones están enfocadas a su empleo en zonas sísmicas; sin embargo, en el norte del país se comienza a requerir cada vez más la aplicación de este tipo de tecnología, para lo cual se cumple el propósito de este trabajo, que es precisamente el mostrar los enfoques de análisis y diseño así como los reglamentos que existen para aplicar este tipo de tecnología.

Por todo lo anterior, el autor considera a la mampostería reforzada interiormente como un sistema estructural principal, que puede competir con cualquier otro sistema constructivo y que debe tomarse en cuenta para el desarrollo de cualquier obra, y no sólo de uno o más pisos, en los que los muros cargadores trabajen eficientemente, sino también en edificios de varios pisos, ya que a través de la historia se

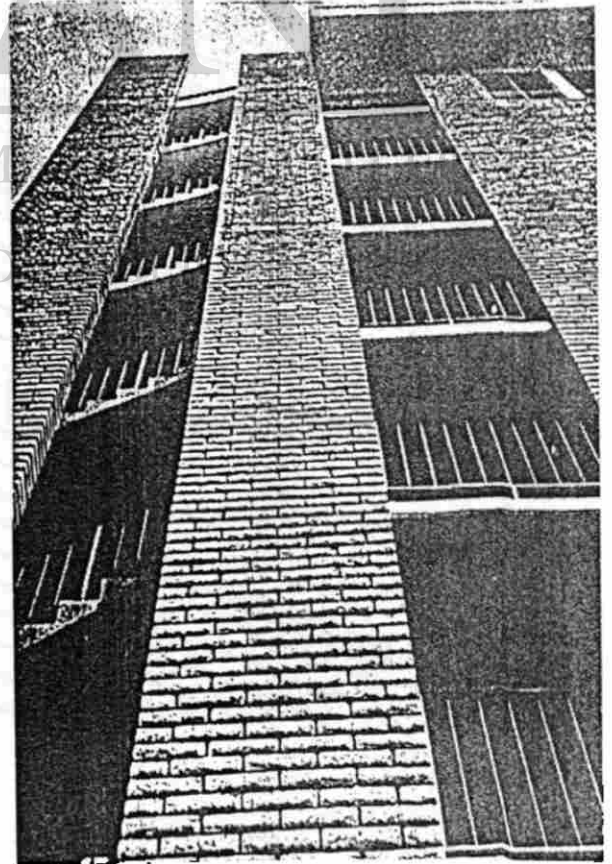
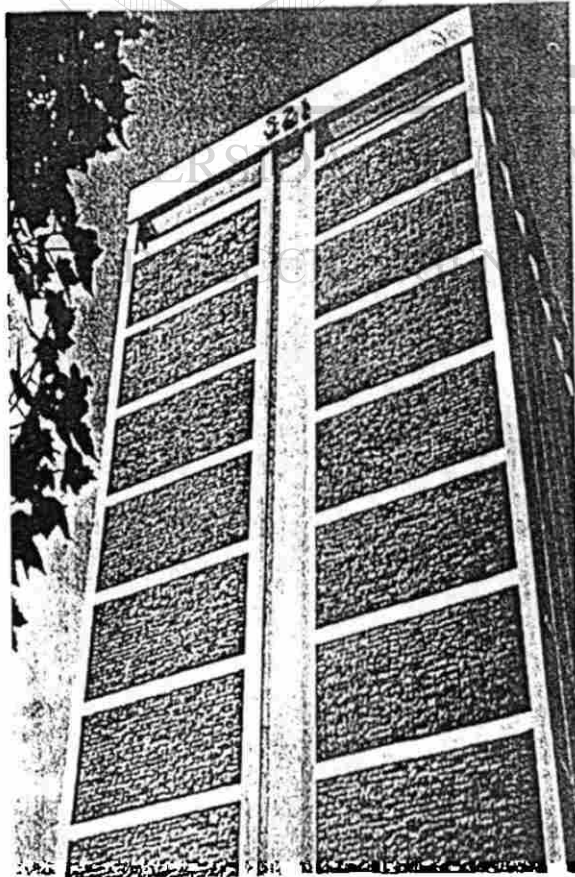
han construido edificios de más de 25 pisos con mampostería reforzada, los cuales perduran hoy en día, y en los que la mampostería reforzada interiormente fue la mejor solución estructural, desde el punto de vista de estabilidad, de belleza y de costo.

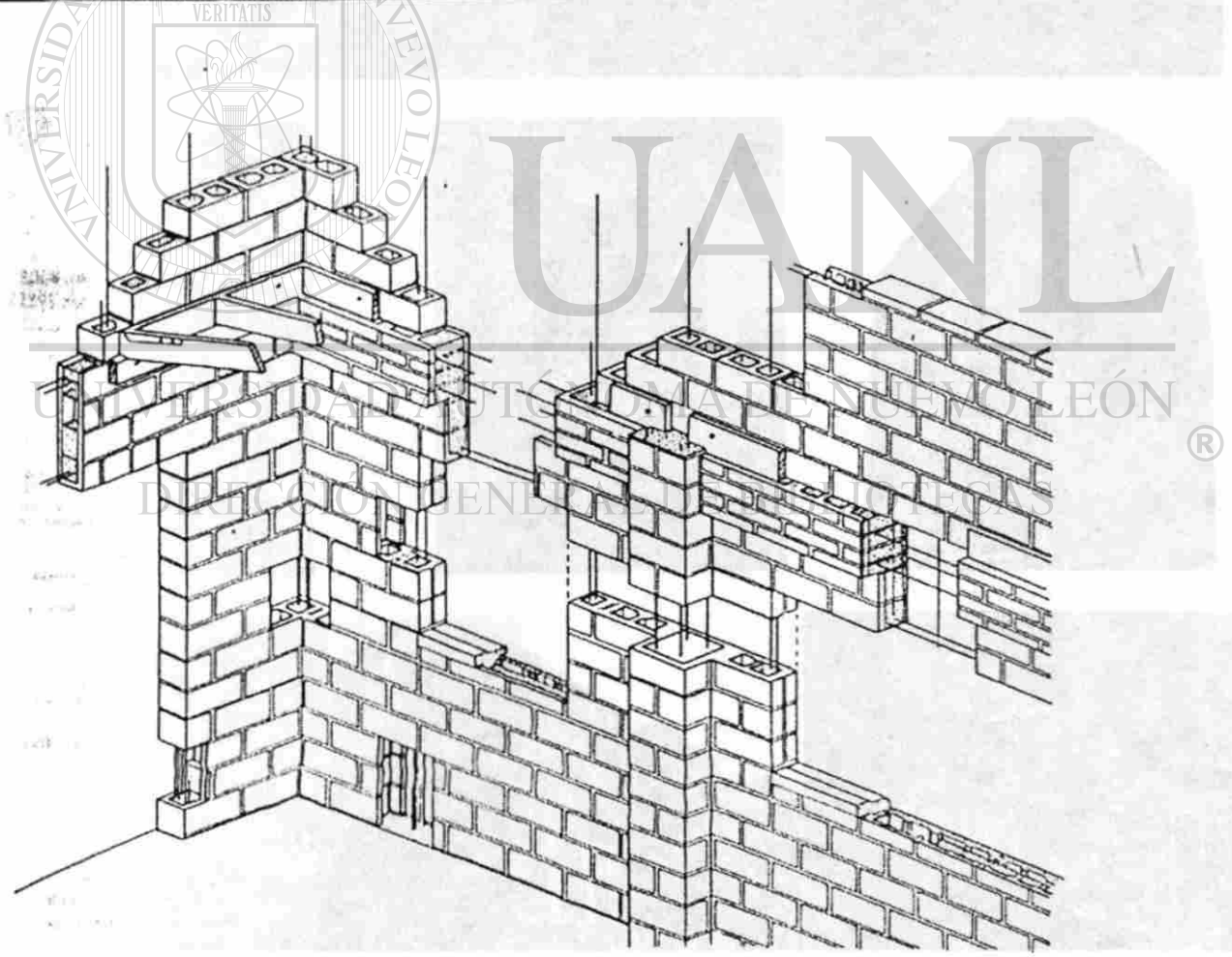
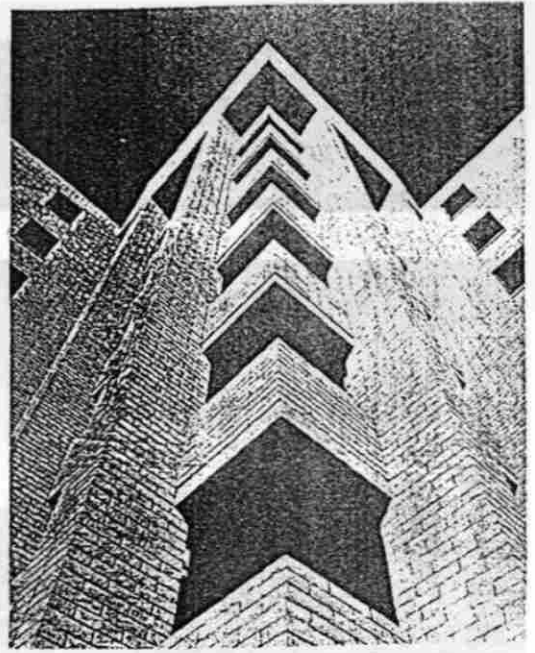
Por último, el autor considera que de acuerdo con lo expuesto en el presente trabajo y conforme a lo estudiado a lo largo de la investigación bibliográfica, se resalta la importancia de las investigaciones en los siguientes puntos: la influencia del relleno parcial o total de las celdas con mortero, sobre la capacidad del momento de agrietamiento en muros esbeltos; la contribución de la ductilidad que proporciona el acero de refuerzo distribuido uniformemente en el muro, con respecto al que se desarrolla al concentrar el refuerzo en los extremos del muro; el efecto de la localización de las juntas de control en los muros y al interrumpir el acero de refuerzo horizontal, cuando se aplican cargas en el plano. Al evaluar el comportamiento de los muros al variar el diámetro de la varilla del acero vertical y horizontal al ser sometidos a cargas sísmicas; los resultados que se obtienen al aplicar estas teorías a piezas de mampostería con resistencias menores que 40 kg/cm^2 y la contribución del acero de refuerzo transversal (horizontal) con el fin de poder tomar en cuenta el acero de refuerzo longitudinal a compresión.





UJANI





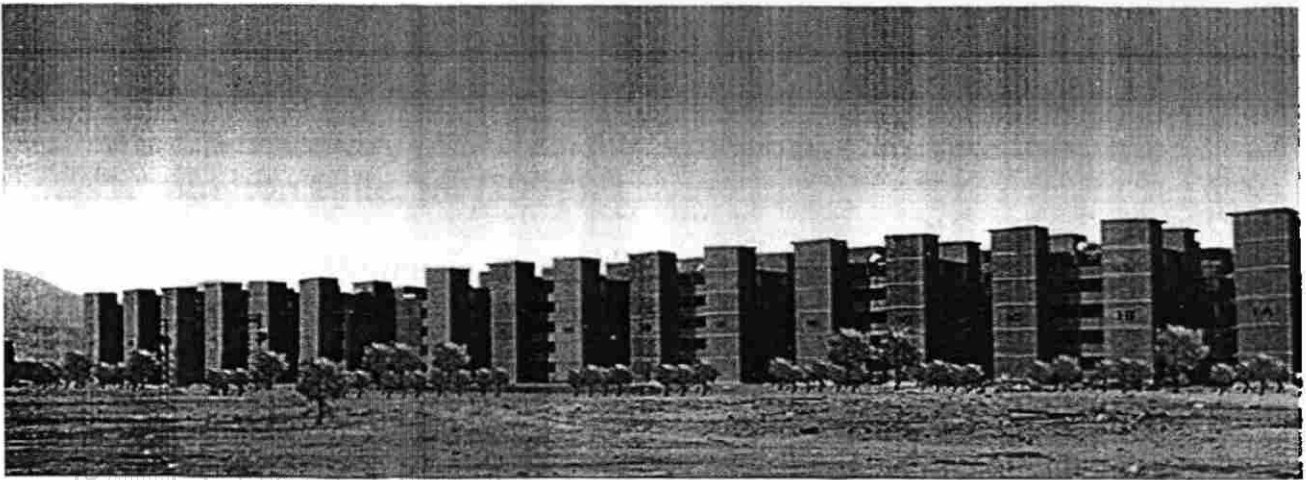


Fig. 9.1 Construcciones comunes con mampostería reforzada.

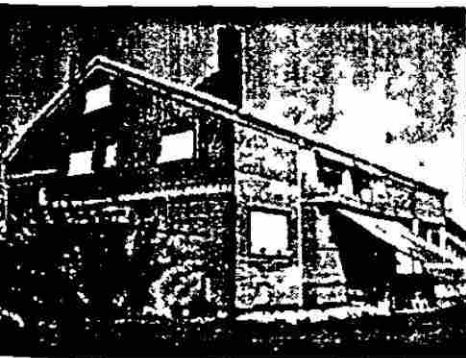
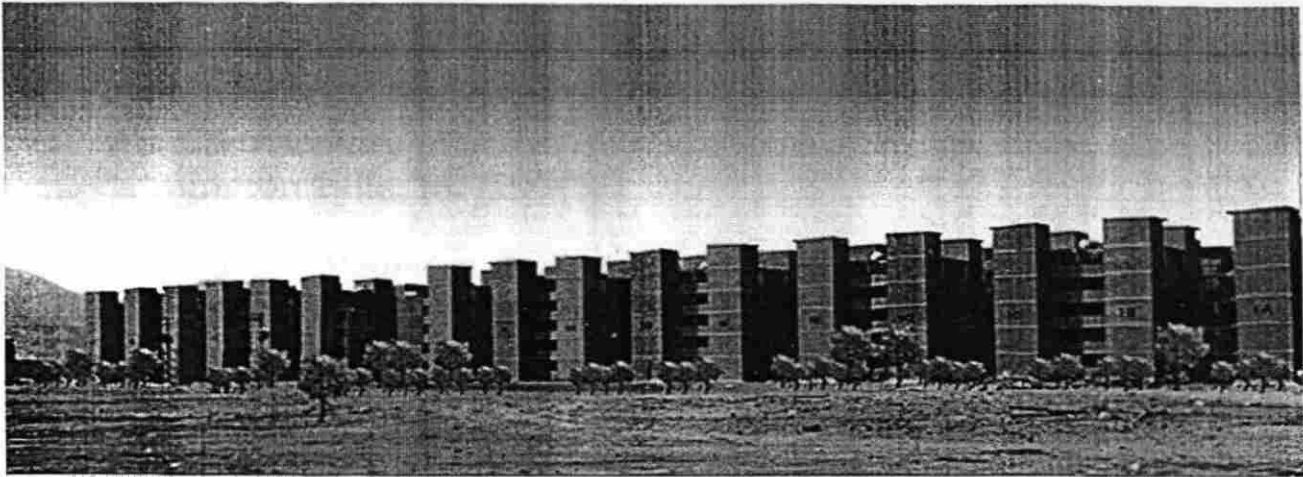


Fig. 9.1 Construcciones comunes con mampostería reforzada.

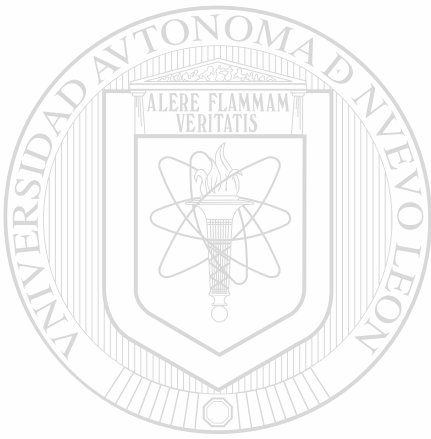
REFERENCIAS

- ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI-318-99)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI (1999).
- ASCE Standard, *Minimum Design Loads for Building and Other Structures (ACSE 7-98)*, American Society of Civil Engineers, Virginia (1998).
- Amrhein J. *Reinforced Masonry Engineering Handbook, Fifth Edition*, Masonry Institute of America, Los Angeles (1992).
- Comisión Federal de Electricidad, *Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento*, Instituto de Investigaciones Eléctricas (CFE), México (1993).
- Masonry Standards Joint Committee (ACI 530/TMS 402/ASCE 5), *Masonry Designer's Guide*, American Concrete Institute, Detroit; American Society of Civil Engineers, New York; The Masonry Society, Boulder (1993).
- Masonry Codes and Specifications, *4 Masonry Codes and Specifications*, Masonry Institute of America and CRC Press, Los Angeles, California (1997).
- Alamo Raúl, *Muros de Bloques de Concreto*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), México (1974).
- Departamento del Distrito Federal, *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (R.D.F.), México (1987).
- Drysdale Robert, Ahmad A. Hamid & Lawire R. Baker. *Masonry Structures, Behavior and Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ (1994).

Schneider Robert & Walter L. Dickey. *Reinforced Masonry Design*,
Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ (1994).

Standard Building Code (SBCCI), *Chapter 21: Masonry*, Southern
Building Code Congress International, Inc. Birmingham, Alabama
(1997).

Uniform Building Code (UBC), *Chapter 21: Masonry*, International
Conference of Building Officials, California (1997).



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



APENDICE A

**TABLAS DE REFERENCIA : BUILDING CODE AND COMMENTARY FOR
MASONRY STRUCTURES, ACI 530-95/ASCE 5-95/TMS 402-95.
CAPITULOS 4 AL 9. MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE**

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla A.1 Módulo de Elasticidad en Unidades de Mampostería de Concreto (ACI 530.1/ASCE 6/TMS 602)

<i>Resistencia a la Compresión del Área Neta de Unidades, MPA</i>	<i>* Módulo de Elasticidad, E_m, GPa</i>	
	<i>Mortero Tipo N</i>	<i>Mortero Tipo M o S</i>
41.5	-	24.0
34.5	19.5	22.0
27.5	18.0	20.0
20.5	16.0	17.0
17.0	15.0	16.5
14.0	12.5	15.0
10.5	10.5	11.0

** Se permite la Interpolación Lineal*

Tabla A.2 Módulo de Elasticidad en Unidades de Mampostería de Arcilla (ACI 530.1/ASCE 6/TMS 602)

<i>Resistencia a la Compresión del Área Neta de Unidades, MPA</i>	<i>* Módulo de Elasticidad, E_m, GPa</i>		
	<i>Mortero Tipo N</i>	<i>Mortero Tipo M</i>	<i>Mortero Tipo S</i>
82.5	19.5	20.5	20.5
69.0	16.5	20.0	20.5
55.0	14.0	16.5	19.5
41.5	11.0	13.0	15.0
27.5	8.5	9.5	11.0
14.0	5.5	6.0	7.0

** Se permite la Interpolación Lineal*

Tabla A.3 Esfuerzo de Tensión por Flexión Permisible en Unidades de Mampostería de Arcilla y Concreto, en *kPa* (ACI 530.1/ASCE 6/TMS 602)

Tipo de Mampostería	Tipo de Mortero			
	Cemento Pórtland/Cal		Mampostería de Cemento con aire incluido en Cemento Pórtland/Cal	
Normal a las Juntas horizontales	<i>M o S</i>	<i>N</i>	<i>M o S</i>	<i>N</i>
Unidades Sólidas	275	205	165	105
*Unidades con Celdas Huecas y sin Mortero Interior	170	130	105	60
Con todas sus Celdas Rellenas con Mortero	470	400	285	180
Paralelo a las Juntas en Uniones en Serie				
Unidades Sólidas	550	415	330	205
Unidades con Celdas Huecas sin Mortero o Rellenas Parcialmente	345	260	205	130
Con todas sus Celdas Rellenas con Mortero	550	415	330	205

* Para mampostería con celdas parcialmente rellenas de mortero se permite la interpolación lineal entre los valores de las unidades de mampostería sin relleno o con relleno total, dependiendo de la cantidad de mortero presente en las celdas huecas.

Tabla A.4 Resistencia a la Compresión Basada en la Resistencia de las Unidades de Mampostería de Concreto y el tipo de Mortero Empleado en la Construcción (ACI 530.1/ASCE 6/TMS 602)

<i>Resistencia a la Compresión del área neta de unidades de Mampostería de Concreto, en MPa</i>		<i>Resistencia a la Compresión del área neta de la Mampostería, en MPa*</i>
<i>Mortero Tipo M o S</i>	<i>Mortero Tipo N</i>	
8.5	9	7.0
13.0	15.0	10.5
19.5	21.0	14.0
26.0	28.0	17.0
33.0	36.0	20.5

* Para unidades de mampostería con una altura inferior a 100 mm, emplear el 85 % de los valores de la lista

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla A.5 Resistencia a la Compresión Basada en la Resistencia de las Unidades de Mampostería de Arcilla y el tipo de Mortero Empleado en la Construcción (ACI 530.1/ASCE 6/TMS 602)

<i>Resistencia a la Compresión del área neta de unidades de Mampostería de Arcilla, en MPa</i>		<i>Resistencia a la Compresión del área neta de la Mampostería, en MPa</i>
<i>Mortero Tipo M o S</i>	<i>Mortero Tipo N</i>	
16.5	20.5	7.0
30.5	28.0	10.5
44.0	55.0	14.0
58.0	72.5	17.0
71.5	89.5	20.5
85.5	-	24.0
99.5	-	27.5

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla A.6 Requisito de Apoyos Laterales en Muros Conforme al Método Empírico de Diseño (ACI 530/ASCE 5/TMS 402)

<i>Construcción</i>	<i>Máxima l/t o h/t</i>
Muros Cargadores	
Unidades Sólidas o con todas sus Celdas Rellenas	20
Cualquier Otra	18
Muros no Cargadores	
Exterior	18
Interior	36

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla A.7 ° Esfuerzo de Compresión Permisible por Carga Axial
 Conforme al Método Empírico de Diseño (ACI 530/ASCE 5/TMS 402)

Construcción: Resistencia de Compresión del área gruesa de la unidad, en MPa	*Esfuerzo Permisible de Compresión por Área gruesa de Sección Transversal, en kPa	
	Mortero Tipo M o S	Mortero Tipo N
Mampostería sólida de ladrillo y otras unidades sólidas de arcilla, cal-arena o ladrillos de concreto: 55 o más 31 17 10	2,410	2,070
	1,550	1,380
	1,100	960
	790	690
Mampostería con celdas rellenas de mortero, sea de arcilla, cal-arena o concreto: 31 o más 17 10	1,550	1,380
	1,100	960
	790	690
Mampostería sólida o unidades sólidas de concreto: 21 o más 14 8	1,550	1,380
	1,100	960
	790	690
Unidades de mampostería de celdas huecas en sistema cargador: 14 o más 10 7 5	960	830
	790	690
	520	480
	410	380

* Se permite la interpolación para determinar el esfuerzo permisible de las unidades de mampostería que tengan valores de resistencia de compresión intermedios con respecto a los que se permite en la tabla.

° De la tabla original del ACI 530/ASCE 5/TMS 402, Solo se seleccionaron los valores más representativos de mampostería

Tabla A.8 Propiedades Físicas de Varillas y Alambre de Acero de Refuerzo (ACI 530/ASCE 5/TMS 402)

Designación		Diámetro, mm	Área, mm ²	Perímetro, mm
In/lb	Métrico			
Alambre				
		3.1	7	9.7
		3.8	11	12
		4.1	13	13
		4.8	17	15
		6.4	32	20
Varillas				
#3		9.5	71	30.0
	10	11.3	100	35.5
#4		13.0	130	40.0
#5	15	16.0	200	50.0
#6		19.0	280	60.0
	20	19.5	300	61.3
#7		22.0	390	70.0
	25	25.2	500	79.2
#8		25.0	510	80.0
#9		29.0	650	90.0
	30	29.9	700	93.9
#10		32.0	820	101.0
	35	35.7	1000	102.2
#11		36.0	1010	113.0

Tabla A.9 Características del Refuerzo y Accesorios de Metal
(ACI 530/ASCE 5/TMS 402)

<i>Especificación ASTM</i>	<i>Material</i>	<i>Uso</i>	<i>Esfuerzo de Fluencia MPa</i>	<i>Esfuerzo de Fluencia ASTM, en MPa</i>
A 36	Acero Estructural	Conectores	248	250
A 82	Alambre de Acero	Juntas/Refuerzo	483	485
A 167	Acero Puro	Anclajes/Gancho	207	205
A 185	Alambre de Acero	s	517	485
A 307	Acero de Carbono	Malla Fabricada	414	
A 366	Acero de Carbono	Conectores Conectores	-	
A 496	Alambre de Acero	Refuerzo	517	485
A 497	Alambre Malla	Refuerzo	483	485
A 615	Acero Rolado	Refuerzo	276, 414	300, 400
A 616	Acero de Riel	Refuerzo	345, 414	350, 400
A 617	Acero Eje	Refuerzo	276, 414	300, 400
A 706	Acero de Baja Aleación	Refuerzo	414	

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

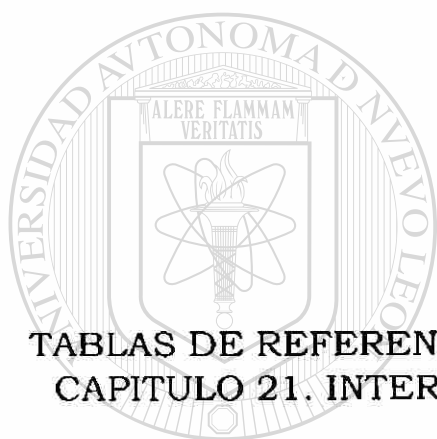
Tabla A.10 Propiedades Especificas y Requisitos para Elaboración en Laboratorio (ASTM C 270)

Mortero	Tipo	Resistencia Promedio a la Compresión a 28 días, MPa*	Porcentaje de Retención de Agua mínimo	Porcentaje de Contenido de Aire Máximo	Relación de Agregado (medida en pérdida de humedad)
Cemento-cal	M	17.0	75	12	No menos de 2 ^{1/4} ni más de 3 ^{1/2} veces la suma de los volúmenes separados de los materiales cementantes
	S	12.5	75	12	
	N	5.0	75	14+	
	O	2.5	75	14+	
Mampostería-Cemento	M	17.0	75	_++	
	S	12.5	75	_++	
	N	5.0	75	_++	
	O	2.5	75	_++	

* Mortero elaborado en laboratorio únicamente

+ Cuando se incorpora acero estructural en el mortero cemento-cal, el máximo contenido de aire debe ser 12 por ciento

++ Cuando se incorpora acero estructural en el mortero de mampostería de cemento, el máximo contenido de aire será de 18 por ciento



APENDICE B

**TABLAS DE REFERENCIA: UNIFORM BUILDING CODE, UBC-97.
CAPITULO 21. INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING
OFFICIALS**

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla B.1 Esfuerzo de Tensión por Flexión Permisible, en *kPa*
(UBC - 97)

<i>Tipo de Unidad</i>	<i>Tipo de Mampostería</i>			
	<i>Cemento-Cal y Mortero de Cemento</i>		<i>Mampostería de Cemento</i>	
	<i>M o S</i>	<i>N</i>	<i>M o S</i>	<i>N</i>
Normal a las Juntas horizontales				
Unidades Sólidas	275	206	165	103
Unidades con Celdas Huecas	172	130	103	62
Normal a las Juntas Verticales				
Unidades Sólidas	551	413	330	207
Unidades con Celdas Huecas	345	261	207	124

Tabla B.2 Resistencia a la Compresión,, Basada en la Resistencia de las Unidades de Mampostería de Concreto y el tipo de Mortero Empleado en la Construcción (UBC-97)

Resistencia a la Compresión de la Mampostería de Concreto, f_m , en MPa		Resistencia Especificada a la Compresión de la Unidad de Mampostería, en MPa
Mortero Tipo M o S	Mortero Tipo N	
21	19	33 o más
17	16	26
14	13	19
10	9	13
7	6	9

- Los valores pueden ser interpolados, en mampostería de concreto con celdas rellenas, la resistencia de compresión del mortero debe ser igual o mayor que la resistencia a la compresión de la unidad de mampostería de concreto.
- Los morteros considerados en la mampostería son a base de cemento Pórtland/cal y sin aire incluido
- La resistencia a la compresión especificada, f_m , se basa en el área gruesa cuando las unidades de mampostería son sólidas o rellenas, y en el área neta cuando se emplee unidades con celdas huecas.

Tabla B.3 Resistencia a la Compresión,, Basada en la Resistencia de las Unidades de Mampostería de Arcilla y el tipo de Mortero Empleado en la Construcción (UBC-97)

Resistencia a la Compresión de la Mampostería de Arcilla, f_m , en MPa		Resistencia Especificada a la Compresión de la Unidad de Mampostería, en MPa
Mortero Tipo M o S	Mortero Tipo N	
36	30	96 o más
33	26	82
28	23	69
23	19	55
19	15	41
14	11	27

- Los morteros considerados en la mampostería son a base de cemento Portland/cal y sin aire incluido
- La resistencia a la compresión especificada, f_m , se basa en el área gruesa cuando las unidades de mampostería son sólidas o rellenas, y en el área neta cuando se emplee unidades con celdas huecas.
- Se permite interpolar valores

Tabla B.4 Requisito de Apoyos Laterales en Muros Conforme al Método Empírico de Diseño (UBC-97)

<i>Construcción</i>	<i>Máxima l/t o h/t</i>
Muros Cargadores	
Unidades Sólidas o con todas sus Celdas Rellenas	20
Cualquier Otra	18
Muros no Cargadores	
Exterior	18
Interior	36

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN[®]
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

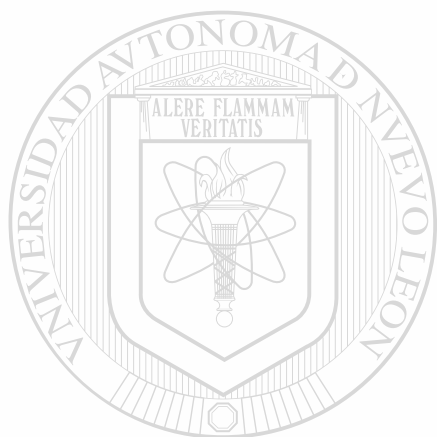
Tabla B.5 ° Esfuerzo de Compresión Permisible por Carga Axial
Conforme al Método Empírico de Diseño (UBC-97)

Construcción: Resistencia de Compresión del área gruesa de la unidad, en MPa	*Esfuerzo Permisible de Compresión por Área gruesa de Sección Transversal, en kPa	
	Mortero Tipo M o S	Mortero Tipo N
Mampostería sólida de ladrillo y otras unidades sólidas de arcilla, cal-arena o ladrillos de concreto: 55 o más 31 17 10	2,410	2,070
	1,550	1,380
	1,100	960
	790	690
Mampostería con celdas rellenas de mortero, sea de arcilla, cal-arena o concreto: 31 o más 17 10	1,550	1,380
	1,100	960
	790	690
Mampostería sólida o unidades sólidas de concreto: 21 o más 14 8	1,550	1,380
	1,100	960
	790	690
Unidades de mampostería de celdas huecas en sistema cargador: 14 o más 10 7 5	960	830
	790	690
	520	480
	410	380
Unidades Huecas	516	482
	Continua	

Mampostería de Piedra		
Granito	4,960	4,410
Caliza o Mármol	3,100	2,756
Piedra Arenisca	2,480	2,205
Mampostería de Arcilla Cruda	206	-

* Se permite la interpolación para determinar el esfuerzo permisible de las unidades de mampostería que tengan valores de resistencia de compresión intermedios con respecto a los que se permite en la tabla.

° De la tabla original del UBC-97, Solo se seleccionaron los valores más representativos de mampostería



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



APENDICE C

**TABLAS DE REFERENCIA: REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL,
RDF-2000. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.**

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla C.1 Peso Volumétrico Neto Mínimo de Piezas, en Estado Seco (R.D.F.)

Tipo de Pieza	Valores en kg/m ³
Tabique de Barro Recocido	1300
Tabique de Barro con Huecos Verticales	1700
Bloque de Concreto	1700
Tabique de Concreto (Tabicón)	1500

Tabla C.2 Proporcionamientos, en Volumen, Recomendados para Mortero en Elementos Estructurales (R.D.F.)

Tipo de Mortero	Partes de Cemento	Partes de Cemento de Albañilería	Partes de Cal	Partes de Arena*	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, en kg/cm ²
I	1	-	0 a ¼	No más de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a ½	-		75
II	1	-	¼ a ½	s	40
	1	½ a 1	-		
III	1	-	½ a 1 ¼		

* El volumen de arena se medirá en estado seco

Tabla C.3 Revenimiento Permisible para los Morteros y Concretos de Relleno, en Función de la Absorción de la Pieza (R.D.F.)

Absorción de la Pieza, %	Revenimiento, mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

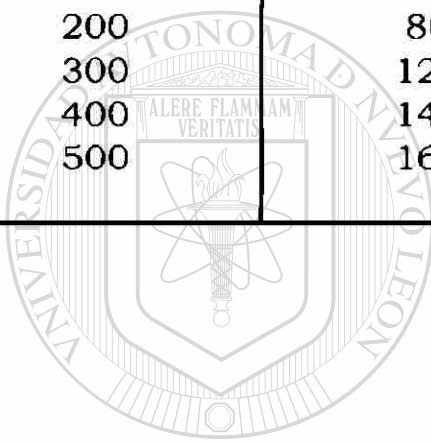
Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de +- 25mm

Tabla C.4 Resistencia de Diseño a Compresión de la Mampostería de Piezas de Concreto, f^*m , sobre Área Bruta (R.D.F.)

f^*p , en kg/cm^2	f^*m , en kg/cm^2		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	15	10	10
50	25	20	20
75	40	35	30
100	50	45	40
150	75	60	60
200	100	90	80

Tabla C.5 Resistencia de Diseño a Compresión de la Mampostería de Piezas de Barro, f^*m , sobre Área Bruta (R.D.F.)

f^*p , en kg/cm ²	f^*m , en kg/cm ²		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	10	10	10
50	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



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla C.6 Resistencia de Diseño a Compresión de Mampostería para Algunos Tipos de Pieza, f^*m , sobre Área Bruta (R.D.F.)

Tipo de Pieza	f^*m , en kg/cm ²		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de Barro Recocido	15	15	15
Bloque de Concreto Tipo A (Pesado)	20	15	15
Tabique de Concreto ² ($f^*p > 80 \text{ kg/cm}^2$)	20	15	15
Tabique con huecos verticales ¹ ($f^*p > 120 \text{ kg/cm}^2$)	40	40	30

¹ La relación de área neta-bruta no será menor de 0.45

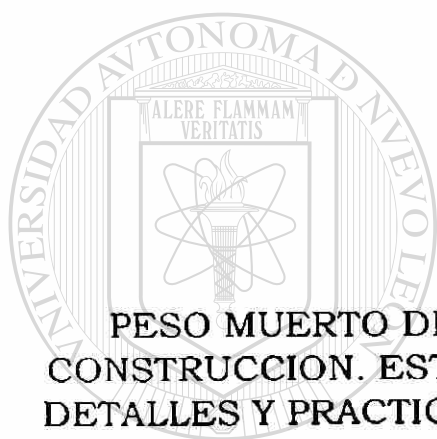
² Fabricado con arena sílica y peso volumétrico no menor de 1500 kg/m³

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla C.7 Esfuerzo Cortante Resistente de Diseño para Algunos Tipos de Mampostería Sobre Área Bruta (R.D.F.)

Tipo de Pieza	Tipo de Mortero	v^* , en kg/cm^2
Tabique de Barro Recocido	I	3.5
	II y III	3.0
Bloque de Concreto Tipo A (Pesado)	I	3.5
	II y III	2.5
Bloque de Concreto ² ($f^*p > 80kg/cm^2$)	I	3.0
	I y II	2.0
Tabique de Barro con huecos verticales ¹	I	3.0
	II y III	2.0

¹ La relación de área neta-bruta no será menor de 0.45



APENDICE D

**PESO MUERTO DE ELEMENTOS COMUNES PARA LA
CONSTRUCCION. ESTIMACIONES PROMEDIO BASADAS EN
DETALLES Y PRACTICAS COMUNES DE LA CONSTRUCCION**

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Tabla D.1 Peso de Elementos Comunes en la Construcción de Edificios

Techos	lb/ft²	kN/m²
Techo prefabricado de tres capas (laminado, compuesto)	1.0	0.05
3 Capas de fieltro y grava	5.5	0.26
5 Capas de fieltro y grava	6.5	0.31
Tejas:		
Madera	2	0.10
Asfalto	2-3	0.10-0.15
Loseta de arcilla	9-12	0.43-0.58
Loseta de concreto	8-12	0.38-0.58
Pizarra, ¼ pulg.	10	0.48
Fibra de vidrio	2-3	0.10-0.15
Aluminio	1	0.05
Acero	2	0.10
Aislamiento:		
Colohón de fibra de vidrio	0.5	0.025
Espuma plástica rígida	1.5	0.075
Concreto espuma, agregado mineral	2.5/pulg	0.0047/mm
Lrgueros de Madera:		
2 x 6 a 24 pulg	1.0	0.05
2 x 8 a 24 pulg	1.4	0.07
2 x 10 a 24 pulg	1.7	0.08
2 x 12 a 24 pulg	2.1	0.10
Cubierta de Acero Pintada:		
Cal. 22	1.6	0.08
Cal. 20	2.0	0.10
Cal. 18	2.6	0.13
Tragaluces:		
Vidrio con bastidor de acero	6-10	0.29-0.48
Plástico con bastidor de aluminio	3-6	0.15-0.29
Recubrimiento con tablero de madera contachapada o blanda	3.0/pulg	0.0057/mm
Plafones:		
Canales de acero colgantes	1.0	0.05
Continua		

Listones	0.5	0.025
Malla de alambre	2.0	0.10
Tablón de yeso ½ pulg	1.0	0.05
Loseta de fibra	2.5	0.12
Muro seco, tablón de yeso ½ pulg		
Aplanado de Yeso acústico	5.0	0.24
Aplanado de Cemento	8.5	0.41
Iluminación y distribución de aire suspendidas		
Sistemas, promedio	3.0	0.15
Pisos		
	<i>lb/ft²</i>	<i>kN/m²</i>
Madera de latí foliadas, ½ pulg	2.5	0.12
Loseta Vinílica, 1/8 pulg	1.5	0.07
Mástique asfáltico	12/pulg	0.023/mm
Loseta de cerámica		
¾ pulg	10.0	0.48
delgada	5.0	0.24
Subpiso de tablón de fibra, 5/8 pulg	3.0	0.15
Alfombra y bajo alfombra, promedio	3.0	0.15
Piso de madera	2.5/pulg	0.0047/mm
Piso de acero, relleno de concreto de material pétreo partido, promedio	35-40	1.68-1.92
Piso de concreto, agregado de mineral pétreo	12.5/pulg	0.024/mm
Viguetas de madera		
2 x 6 a 16 pulg	2.1	0.10
2 x 10 a 16 pulg	2.6	0.13
2 x 12 a 16 pulg	3.2	0.16
Relleno de concreto ligero	8.0/pulg	0.015/mm
Muros		
	<i>lb/ft²</i>	<i>kN/m²</i>
Montantes (pies derechos)		
de 2 x 4 a 16 pulg, promedio	2.0	0.10 [®]
Montantes de acero a 16 pulg, promedio	4.0	0.20
Muro seco de yeso, 5/8 pulg, uno solo	2.5	0.12
Estuco, 7/8 pulg, sobre alambre, papel o fieltro	10	0.48
Ventanas promedio vidrio+bastidor (promedio)		
Una sola hoja de vidrio, marco de madera o Metal	6.0	0.26
Recubrimiento de ladrillo, juntas mortero de 4 pulg	40	1.92
Bloque de Concreto ligero sin refuerzo, 4 pulg	20	0.96
6 pulg	25	1.20
8 pulg	30	1.44
Bloque de Concreto Pesado, Reforzado, 6 pulg	45	2.15
8 pulg	60	2.87
12 pulg	85	4.07



APENDICE E

CARGAS DE DISEÑO MINIMAS Y CONCENTRADAS PARA EDIFICIOS Y OTRAS CONSTRUCCIONES. UNIFORM BUILDING CODE UBC-97, CITY OF LOS ANGELES BUILDING CODE, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS ASCE 7-95/ ANSI, REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL RDF-87.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla E.1 Cargas Mínimas Vivas Uniformes y Concentradas
(ASCE - UBC –City of Los Angeles Building Code)

Uso o Ocupación		Carga	Carga
Categoría	Descripción	Uniforme kN/m ²	Concentrada kN
Sistemas de piso de acceso	Uso de oficinas	2.39	8.90
	Uso de computadoras	4.79	8.90
Armarios		7.18	0
Áreas de ensamble ¹ , auditorios y balcones interiores	Area de asientos fijos	2.39	0
	Area de asientos móviles,	4.79	0
	Escenarios y plataformas	5.98	0
Cornisas, marquesinas y balcones residenciales		2.87	0
Gimnasios, Salones de Baile		4.79	0
Instalaciones de salida ²		4.79	0 ³
Cocheras	Almacenamiento general, reparación o ambos	4.79	0
	Almacenamiento de vehículos privados o de turismo	2.39	0
Hospitales	Guardarropas y cuartos	1.91	4.45
	Salas y Laboratorios	2.87	4.45
	Corredores arriba del primer nivel	3.83	4.45
Bibliotecas	Sala de lecturas	2.87	4.45
	Salas de anaqueles	5.98	6.67
	Corredores arriba del primer nivel	3.83	4.45
Talleres	Ligera	3.59	8.90
	Pesadas	5.98	13.35
Oficinas	En general	2.39	8.90
	Corredores del primer nivel	4.79	
	Corredores arriba del primer nivel	3.83	
			Continua...

Imprentas	Salas de prensa	7.18	11.12
	Salas de composición y linotipo	4.79	8.90
Vivienda ⁴	En general	1.91	0 ³
	Aticos no habitables	0.96	0
	Aticos habitables	1.44	0
Habitaciones de descanso ⁵		1.91	
Tribunas, tendidos y graderíos		4.79	0
Cubierta de techo	Igual que el área que cubre o para el tipo de ocupación		
Instituciones Penitenciarias	Celdas	1.91	0
	Corredores	4.79	
Escuelas	Aulas	1.91	4.45
	Corredores arriba del primer nivel	3.83	
	Corredores en el primer nivel	4.79	
	Pasillos	11.97	
Aceras y calzadas	Acceso publico	11.97	0
Almacenes	Ligero	5.98	0
	Pesado	11.97	0
Tiendas	Menudeo	3.59	8.90
	Mayoreo	4.79	13.35

1. Las áreas de ensamble incluyen ocupaciones como salones de baile, salas de ejercicio, gimnasios, campos de deportes, plazas, terrazas y ocupaciones similares a las que generalmente tiene acceso al público.
2. Las instalaciones de salida incluirán usos como corredores con una carga de ocupantes de más de 10 personas, balcones exteriores de salida, escaleras, escapes de incendio y usos similares.
3. Los escalones de escaleras individuales se diseñaran para soportar una carga concentrada de 13.35 kN situadas en una posición que causaría un esfuerzo máximo. Las zancas de la escalera se pueden diseñar la carga uniforme especificada en la tabla.
4. Vivienda, incluye casas privadas, departamentos y cuartos de huéspedes de hoteles
5. Las cargas en cuartos de descanso no serán menores que la carga de ocupación con que se asocian, pero no puede exceder de 2.39 kN/m²
6. De la tablas originales del ASCE - UBC- City of los Angeles Building Code, solo se seleccionaron los valores más representativos de cargas mínimas distribuidas y concentradas



APENDICE F

**TABLAS DE REFERENCIA : MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES,
DISEÑO POR VIENTO. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD,
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS, C.F.E.**

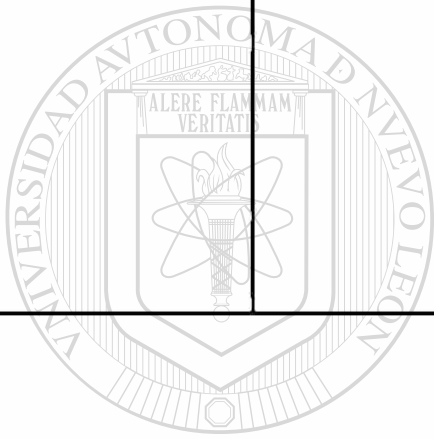
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Tabla F.1 Categoría del Terreno Según su Rugosidad

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Area urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m a 10 veces la altura de la construcción, la que sea mayor.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

Tabla F.2 Clase de la Estructura Según su Tamaño

Clase	Descripción
B	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor que 50 metros.

Tabla F.3 Clasificación de las Estructuras Según su Respuesta ante la Acción del Viento

Tipo	Descripción
1	<p>Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Abarca todas aquellas en las que la relación de aspecto λ, (definida como el cociente entre la altura y la menor dimensión en planta), es menor o igual a cinco y cuyo período natural de vibración es menor o igual a un segundo. Pertenecen a este tipo, por ejemplo, la mayoría de los edificios para habitación o oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios, puentes cortos y viaductos. En el caso de puentes, construidos por losas, trabes, armaduras simples o continuas o arcos, la relación de aspecto se calculara como el cociente entre el claro mayor y la menor dimensión perpendicular a éste. También incluye las construcciones cerradas con sistemas de cubierta suficientemente rígidos, es decir, capaces de resistir las cargas debidas al viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles, como las del tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, proporciona por la aplicación de pre-esfuerzo u otra medida conveniente, logre limitarse la respuesta estructural dinámica.</p>

Tabla F.4 Factor de Tamaño, F_c

Clase de Estructura	F_c
B	0.95

Tabla F.5 Valores de α y δ

Categoría del Terreno	α			δ (m)
	Calse de Estructura			
	A	B	C	
3	0.156	0.160	0.171	390

Tabla F.6 Factor de Topografía Local, F_T

Sitios	Topografía	F_T
Normales	Terreno practicamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que 5%	1.0 [®]

Tabla F.7 Relación entre la Altitud y la Presión Barométrica

Altitud (msnm)	Presión Barométrica (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

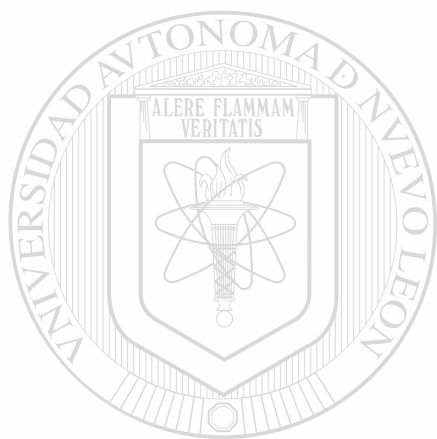
Tabla F.8 Velocidades Regionales de las Ciudades más Importantes[®]

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Ciudad	Núm. Obs.	Velocidades (km/h)				
		V ₁₀	V ₅₀	V ₁₀₀	V ₂₀₀	V ₂₀₀₀
Monterrey, N.L.	19052	123	143	151	158	182

Tabla F.9 Ubicación, Altitud y Temperatura Media Annual de las Ciudades más Importantes

Ciudad	Núm. Obs.	Long.	Lat.	ASNM (m)	Temp. Media Annual (°C)
Monterrey, N.L.	19052	100.3	25.67	538	22.1



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

RESUMEN AUTOBIOGRAFICO

Fernando Medina Espinosa

Candidato para el grado de

Maestro en Ciencias con especialidad en Ingeniería Estructural

**Tesis: MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE:
USOS, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO**

Campo de Estudio: Estructuras de mampostería

Biografía:

Datos personales: nacido en Monterrey, Nuevo León, el 6 de junio de 1973, hijo de Gabriel Medina Vázquez y María Angélica Espinosa Castillo.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Educación: egresado de la Universidad Autónoma de Nuevo León, grado obtenido: Ingeniero Civil, en 1996, después de haber sido aprobado en su examen profesional.

Experiencia Profesional: De 1996 a la fecha (2001), Asesor técnico en la Empresa CONTEC MEXICANA, S.A., en el Departamento de Ingeniería. Dedicado inicialmente al desarrollo de estimaciones para posteriormente desempeñarse como Ingeniero Asesor en el análisis y diseño estructural de diversos proyectos en México y el Sur de Texas, E.U.A., además de realizar funciones de coordinación de ingenierías diversas.

