



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO EN MAMPOSTERÍA DE VIVIENDAS MÍNIMAS, MENORES A 50 m²

Elida Yesenia Florián Ramírez

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, abril de 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO EN MAMPOSTERÍA DE
VIVIENDAS MÍNIMAS, MENORES A 50 m²**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

ELIDA YESENIA FLORIÁN RAMÍREZ

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIO	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

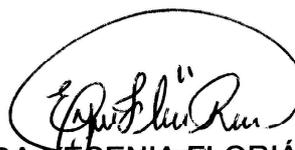
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
EXAMINADOR	Ing. Renzo Grazioso Sierra
EXAMINADOR	Ing. Rafael Enrique Morales
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO EN MAMPOSTERÍA DE
VIVIENDAS MÍNIMAS, MENORES A 50 m²,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 24 de septiembre de 2008.



ELIDA YESENIA FLORIÁN RAMÍREZ

Guatemala, marzo de 2009.

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos
Guatemala

Ingeniero Sydney:

Por este medio, hago notificar que, he revisado el trabajo de graduación titulado: **RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO EN MAMPOSTERÍA DE VIVIENDAS MÍNIMAS, MENORES A 50 m²**, de la estudiante Elida Yesenia Florián Ramírez con carné 2004-13166, previo a optar al título de Ingeniera Civil, habiéndole encontrado completamente satisfactorio.

Sin otro particular, me suscribo de usted atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Civil Mario Rodolfo Corzo Avila

Colegiado No. 2089

Mario Rodolfo Corzo
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2089

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 23 de marzo de 2 009

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Ingeniero Samuels Milson.

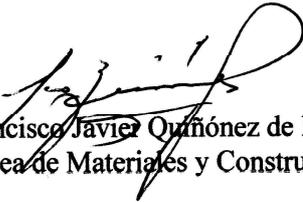
Me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado **“Recomendaciones para el diseño en mampostería de viviendas mínimas, menores a 50 m²”**, elaborado por la estudiante universitaria **Elida Yesenia Florián Ramírez**, quien contó con la asesoría del Ingeniero Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero que el trabajo desarrollado por la estudiante **Florián Ramírez**, satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención a la presente.

Atentamente,

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”


Ing. Francisco Javier Quirón de la Cruz
Coordinador Área de Materiales y Construcciones Civiles



FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES Y
CONSTRUCCIONES CIVILES
USAC

Cc archivo

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles, Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz, al trabajo de graduación de los estudiantes Elida Yesenia Florián Ramírez, titulado RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO EN MAMPOSTERÍA DE VIVIENDAS MÍNIMAS, MENORES A 50 m², da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Wilson



Guatemala, abril 2009

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
De Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.105.09

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO EN MAMPOSTERÍA DE VIVIENDAS MÍNIMAS, MENORES A 50m²**, presentado por la estudiante universitaria **Elida Yesenia Florian Ramírez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, abril de 2009



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios:** Dador de vida y de oportunidades para seguir adelante.
- Mi madre:** Justa Ramírez Pérez, por el gran apoyo y confianza que me ha brindado todo el tiempo para alcanzar esta meta.
- Mi padre:** Aguedo Florián Ramos, por sus sabios consejos.
- Mis hermanos:** Hugo Arnoldo y Elva Griselda, por su amor fraternal y palabras de aliento para seguir adelante.
- Mis sobrinos y cuñada:** Pablo y Hugo Roberto Florián Castañeda y Virginia Castañeda, por el cariño que me han brindado.
- Mis abuelos:** Juan Ramírez y Fidelina Chun y a toda mi familia en general por su cariño.
- Fam. Carrillo Maldonado:** Sharon, Fernando, Ingrid y Gloria Maldonado Cifuentes, por hacerme sentir parte de su familia.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios:

Por regalarme la vida, sabiduría y oportunidad de finalizar esta carrera.

Facultad de Ingeniería:

Por los conocimientos aprehendidos en esta casa de estudios.

Fundación Hábitat para la Humanidad:

Por el apoyo brindado en el desarrollo de este trabajo de graduación, especialmente al Departamento de Construcción integrado por: Ing. Enrique Ramos, Ing. Eduardo Chojolán y Arq. Marcos Toc.

Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila:

Revisor de este trabajo, por su tiempo y colaboración para el desarrollo del mismo.

Mis amigas y amigos:

Con especial cariño a Diana, Imelda, Dalia, Denise, Cynthia, Ettie.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII

1. GENERALIDADES EN TORNO A LA MAMPOSTERÍA DE CONCRETO

1.1	Conceptos básicos basados en códigos nacionales e internacionales	
1.1.1	Mortero	4
1.1.2	Grout	4
1.1.2.1	Grout fino	5
1.1.2.2	Grout grueso	5
1.1.3	Alma	5
1.1.4	Altura efectiva	5
1.1.5	Anclaje	6
1.1.6	Columna, mampostería	6
1.1.7	Diafragma	6
1.1.8	Dimensión especificada	6
1.1.9	Dimensión nominal	6
1.1.10	Dimensión real	7
1.1.11	Junta horizontal	7
1.1.12	Junta vertical	7

1.1.13	Mampostería	7
1.1.14	Muro	7
1.1.15	Resistencia de diseño	7
1.1.16	Resistencia nominal	8
1.1.17	Resistencia requerida	8
1.1.18	Área bruta	8
1.1.19	Área neta	8
1.1.20	Columna reforzada	8
1.1.21	Columna sin refuerzo	9
1.2	Sistemas de mampostería	9
1.2.1	Mampostería sin refuerzo	9
1.2.2	Mampostería reforzada interiormente	11
1.2.3	Mampostería confinada	13
1.3	Características generales geotécnicas	16
1.3.1	Condiciones del suelo	17
1.3.1.1	Gravas	18
1.3.1.2	Arenas	18
1.3.1.3	Limos	19
1.3.1.4	Arcillas	19
1.3.1.5	Tepetate	20
1.3.2	Influencia de las condiciones geológicas sobre el diseño	21
1.3.3	Importancia del estudio del suelo	24
1.3.4	Incidencia del nivel freático en un suelo	25
1.3.5	Condiciones sísmicas de Guatemala	25
1.3.5.1	Marco tectónico para Guatemala	29
1.3.5.2	Principales sistemas de fallas geológicas de Guatemala	30
1.3.5.2.1	Falla del Motagua	31

1.3.5.2.2	Falla de Chixoy-Polochic	31
1.3.5.2.3	Fallas secundarias	31

2. REQUISITOS MÍNIMOS EN SISTEMAS DE MAMPOSTERÍA DE CONCRETO

2.1	Mamposte	33
2.1.1	Resistencia a compresión de la mampostería	33
2.1.2	Ensayo de muestras de laboratorio	34
2.1.2.1	Pilas de ensayo	34
2.1.2.2	Resultados de ensayo	35
2.1.3	Módulo de elasticidad de la mampostería	35
2.1.4	Módulo de cortante de la mampostería	36
2.2	Grout	36
2.2.1	Grout fino	36
2.2.2	Grout grueso	36
2.2.3	Resistencia a compresión del grout	36
2.2.4	Módulo de elasticidad del grout	37
2.3	Acero de refuerzo	37
2.3.1	Características mecánicas	38
2.3.1.1	Resistencia a la tensión	38
2.3.1.2	Límite de fluencia	40
2.3.1.3	Elongación	40
2.3.2	Métodos de prueba	40
2.3.2.1	Procedimiento de prueba de tensión	41
2.3.2.2	Procedimiento de prueba de doblado	41
2.4	Mortero	42
2.4.1	Comportamiento mecánico del mortero	42
2.4.2	Resistencia a compresión del mortero	43
2.5	Cuantías mínimas	44

2.6	Requisitos mínimos en sistema reforzado interiormente	45
2.6.1	Recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo	45
2.6.2	Número de barras por celda	45
2.6.3	Porcentaje de refuerzo en muros	45
2.6.4	Requisitos para refuerzo vertical	46
2.6.5	Tipos de refuerzo vertical	46
2.6.6	Separación del refuerzo vertical	46
2.6.7	Refuerzo en la intersección de muros	47
2.6.8	Espaciamiento del refuerzo	48
2.6.9	Refuerzo horizontal	48
2.6.10	Refuerzo vertical	48
2.7	Requisitos mínimos en sistema confinado	49
2.7.1	Requisitos para el refuerzo horizontal	49
2.7.2	Dimensiones mínima de las soleras	49
2.7.3	Sillares	49
2.7.4	Dinteles	49
2.7.5	Área mínima de acero	49
2.7.6	Tipos de solera	50
2.7.6.1	Acero de refuerzo mínimo en las soleras	50
2.7.6.2	Resistencia del concreto para soleras, sillares y dinteles	50
2.7.7	Requisitos para el refuerzo vertical	51
2.7.8	Área mínima de acero	51
2.7.9	Tipo de refuerzo vertical	51
2.7.9.1	Separación entre refuerzo vertical	52
2.7.10	Resistencia del concreto para refuerzo vertical	52

3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN MAMPOSTERÍA DE CONCRETO

3.1	Métodos para analizar el comportamiento estructural de las viviendas	
3.1.1	Diseño por esfuerzos de trabajo	60
3.1.1.1	Diseño por flexión	61
3.1.2	Diseño por resistencia en mampostería	63
3.1.3	Diseño empírico de mampostería	65
3.2	Criterios para diseño	66
3.2.1	Centro de rigidez (CR)	66
3.2.2	Centro de masa (CM)	66
3.2.3	Cálculo de la excentricidad de configuración y excentricidad de diseño	67
3.2.4	Determinación de carga lateral	68
3.2.4.1	Cálculo de corte basal	68
3.2.4.1.1	Procedimiento por método estático	69
3.2.4.1.2	Determinación de la carga lateral por muro	70
3.2.4.2	Cálculo del incremento de carga por torsión	70
3.2.4.2.1	Cálculo del momento torsional (T)	70
3.2.4.2.2	Determinación de la distancia al centro de rigidez (d_i)	71
3.2.4.2.3	Cálculo del momento de inercia polar (J)	71
3.2.4.2.4	Determinación de la carga por torsión por muro (ΔV)	71
3.2.4.3	Determinación de la carga por sismo total	72
3.2.5	Cálculo del refuerzo por muro	72
3.2.5.1	Cálculo del refuerzo horizontal	72

3.2.5.1.1	Cálculo del momento actuante	72
3.2.5.1.2	Cálculo del factor k	73
3.2.5.1.3	Cálculo de j	74
3.2.5.1.4	Determinación de la cuantía por muro	74
3.3	Comparación con normas FHA	75
3.4	Recomendaciones de diseño y construcción	76

4. EJEMPLO DE APLICACIÓN DE VIVIENDA TÍPICA

4.1	Vivienda reforzada	81
4.1.1	Centro de rigidez (CR) y centro de masa (CM)	84
4.1.2	Cálculo de la excentricidad de configuración y excentricidad de diseño	88
4.1.3	Determinación de carga lateral	89
4.1.3.1	Cálculo de corte basal	89
4.1.3.1.1	Determinación de la carga lateral por muro	91
4.1.3.2	Cálculo del incremento de carga por torsión	93
4.1.3.2.1	Cálculo del momento torsional (T)	93
4.1.3.2.2	Determinación de la distancia al centro de rigidez (d_i)	94
4.1.3.2.3	Cálculo del momento de inercia polar (J)	95
4.1.3.2.4	Determinación de la carga por torsión por muro (ΔV)	96
4.1.3.3	Determinación de la carga por sismo total	97
4.1.4	Cálculo del refuerzo por muro	98
4.1.4.1	Cálculo del refuerzo horizontal	98
4.1.4.1.1	Cálculo del momento actuante	98
4.1.4.1.2	Cálculo del factor k	99

4.1.4.1.3	Cálculo de j	100
4.1.4.1.4	Determinación de la cuantía horizontal por muro	101
4.1.4.1.5	Determinación de la cuantía vertical por muro	102
4.2	Vivienda confinada	107
CONCLUSIONES		115
RECOMENDACIONES		117
BIBLIOGRAFÍA		119
APÉNDICE A		121
APÉNDICE B		127
APÉNDICE C		135

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Sistema de mampostería sin refuerzo	10
2.	Sistema de mampostería reforzada interiormente	12
3.	Sistema constructivo reforzado interiormente	12
4.	Ejemplo de sistema de mampostería confinada	13
5.	Viga del cimiento continuo	14
6.	Proceso constructivo del levantado de las paredes	15
7.	“Bulbo de presión”, ilustra el efecto que el tamaño de un área cargada ejerce sobre la distribución de esfuerzo bajo ella.	23
8.	Mapa de zonificación sísmica de Guatemala	27
9.	Mapa de amenazas se sismos república de Guatemala	28
10.	Marco tectónico para Guatemala	29
11.	Zonificación de áreas de amenaza sísmica tectónica	32
12.	Fuerzas actuantes en un muro	54
13.	Mecánica típica de falla de la mampostería a la compresión	55
14.	Falla por flexión	57
15.	Falla por cortante	58
16.	Falla por tensión diagonal	59
17.	Graficación del valor J	74
18.	Planta de vivienda mínima	79
19.	Identificación de muros y cotas	81
20.	Distribución de la presión del viento	103

21.	Ubicación del refuerzo horizontal en vivienda reforzada	106
22.	Detalle de eslabones para amarrar el refuerzo vertical	107
23.	Distribución en planta del refuerzo vertical	109
24.	Planta de vivienda mínima confinada	110
25.	Distribución del refuerzo horizontal	111
26.	Detalle soleras	112
27.	Ubicación del refuerzo vertical del sistema confinado	113
28.	Detalle de columnas de vivienda confinada	114

TABLAS

I.	Resistencia a compresión simple de las arcillas	20
II.	Resistencia a compresión de la mampostería de bloques de concreto	33
III.	Factores de corrección para muestras de bloques de concreto	35
IV.	Clasificación de los grados del acero de acuerdo al límite de fluencia	38
V.	Designación, dimensiones nominales y requisitos de las corrugaciones	39
VI.	Requisitos de límite de fluencia, resistencia a la tensión y elongación	40
VII.	Prueba de doblado a 180°	42
VIII.	Resistencia a compresión del mortero	43
IX.	Refuerzo mínimo vertical	46
X.	Separación máxima del refuerzo vertical	47

XI.	Acero de refuerzo mínimo para soleras	50
XII.	Refuerzo vertical mínimo para edificaciones de un nivel	52
XIII.	Separación máxima entre refuerzos vertical con refuerzo mínimo	53
XIV.	Coordenadas del centro geométrico y longitudes de muros	84
XV.	Centros de masa	85
XVI.	Rigidez de muros y centro de rigidez	87
XVII.	Cálculo de carga lateral	92
XVIII.	Cálculo de la distancia al centro de rigidez	94
XIX.	Cálculo del momento de inercia polar	95
XX.	Cálculo de carga por torsión	97
XXI.	Cálculo de la carga total (V_t)	98
XXII.	Cálculo del momento actuante	99
XXIII.	Cuantía horizontal requerida y cuantía suministrada por muro	101
XXIV.	Momento actuante fuera del plano	104
XXV.	Cuantía vertical requerida y cuantía suministrada por muro	105

LISTA DE SÍMBOLOS

<i>As</i>	Área efectiva de la sección transversal correspondiente al refuerzo en una columna o miembro sometido a flexión
<i>Av</i>	Área del refuerzo que se requiere para el refuerzo por cortante perpendicular al refuerzo longitudinal
<i>Ca</i>	Coefficiente sísmico
<i>Cv</i>	Coefficiente sísmico determinado por la zonificación sísmica y el tipo de suelo, dado en la tabla 16-R
<i>Ct</i>	Factor determinado por el tipo de sistema estructura
<i>c</i>	Distancia desde el eje neutro a la fibra extrema
<i>d</i>	Distancia desde la cara a compresión del miembro a flexión al centroide del refuerzo longitudinal a tensión
<i>db</i>	Diámetro de la varilla de refuerzo
<i>E</i>	Efectos de carga debidos a sismos, o momentos y fuerzas internas relacionadas
<i>Em</i>	Módulo de elasticidad de la mampostería
<i>Es</i>	Módulo de elasticidad del acero
<i>Fa</i>	Esfuerzo admisible promedio a compresión axial en las columnas solo para cargas axiales aplicadas en el centroide.
<i>Fb</i>	Esfuerzo admisible de flexo-compresión en los miembros sometidos sólo a cargas de flexión.
<i>Fbr</i>	Esfuerzo admisible de caga en la mampostería.
<i>Fs</i>	Esfuerzo admisible en el refuerzo
<i>Ft</i>	Esfuerzo admisible a flexo-tensión en la mampostería.
<i>Fv</i>	Esfuerzo cortante admisible en la mampostería.

<i>fa</i>	Esfuerzo axial a compresión calculado debido a una carga axial de diseño
<i>fb</i>	Esfuerzo a la flexión calculado en la fibra extrema debido solo a cargas de diseño a flexión
<i>fr</i>	Módulo de ruptura
<i>fs</i>	Esfuerzo calculado en el refuerzo debido a las cargas de diseño
<i>fy</i>	Límite de fluencia a tensión del refuerzo
<i>f'c</i>	Resistencia especificada a la compresión para el concreto
<i>f'm</i>	Resistencia especificada a la compresión para la mampostería
<i>h</i>	Altura del muro entre los puntos de apoyo
<i>hn</i>	Altura de la base al nivel en consideración
<i>I</i>	Momento de inercia con respecto al eje neutro del área de sección transversal
<i>j</i>	Relación o distancia entre el centroide de las fuerzas de flexo-compresión al centroide de las fuerzas de tensión de la altura, d
<i>k</i>	Relación de la profundidad del esfuerzo de compresión en el miembro a flexión con respecto a la profundidad, d
<i>L</i>	Cargas vivas o momentos y fuerzas relacionadas
<i>Lw</i>	Longitud del muro
<i>ℓ</i>	Longitud del muro o segmento del mismo
<i>M</i>	Momento de diseño
<i>Mn</i>	Resistencia nominal del momento
<i>Mu</i>	Momento factorizado
<i>Na</i>	Coeficiente para la determinación del factor C_a , el cual es determinado por la distancia de las fallas sísmicas
<i>Nv</i>	Factor determinado por la distancia a fallas probables y tipo de fuente sísmica

<i>n</i>	Relación modular entre el módulo de elasticidad del acero y la mampostería, E_s/E_m
R	factor numérico que engloba la ductilidad y la toda la resistencia a la carga lateral de la estructura
s	Espaciamiento de los estribos o varillas dobladas en la dirección paralela al refuerzo principal
T	Periodo fundamental propio de la estructura
<i>t</i>	Espesor efectivo del muro
W	Peso total del la estructura más el 25% de la carga viva
Z	Clasificación de zonificación sísmica
ρ	Relación del área del refuerzo flexo-tensión, A_s con respecto al área bd
Σ	Sumatoria
@	A razón (espaciamiento)

GLOSARIO

Arriostrados	Forma de ubicar una pieza oblicuamente (en diagonal), asegura armazones o estructuras.
Cisa	Es la junta de mortero que queda entre las unidades de block, ya sea horizontal o verticalmente.
Colapso	Es la destrucción total de un elemento o bien una estructura, la cual queda completamente inservible.
Epicentro	Es la proyección del hipocentro en la superficie terrestre; es el lugar donde el sismo se siente con mayor intensidad.
Falla estructural	Una falla es la pérdida gradual de resistencia de un elemento para soportar esfuerzos bajo los cuales fue diseñado.
Falla geológica	Es una discontinuidad que se forma en las rocas superficiales de la Tierra, por fractura, cuando las fuerzas tectónicas superan la resistencia de las rocas.
Fleje	Refuerzo perpendicular de las barras longitudinales de los elementos de hormigón armado sometidos a compresión.

Hipocentro	Es el punto idealizado al interior de la tierra, en el cual se produce la fractura de la corteza terrestre, donde se inicia la liberación de energía que genera un terremoto.
Intensidad sísmica	Es la forma de medir la violencia con que se siente un sismo en diversos puntos de la zona de influencia. La medición se realiza observando los efectos o daños producidos por el temblor en las construcciones, objetos, terreno y el impacto que provoca en las personas.
<i>in situ</i>	Expresión en latín que significa: “en el sitio”.
Magnitud sísmica	Es la energía real liberada en el foco o hipocentro del sismo. Se trata de una medida absoluta de la energía del temblor o terremoto expresada en movimiento o aceleración de las partículas del suelo, con dimensionales ergios - cm.
Mamposte	Elemento utilizado para construcción de viviendas, hecho de materiales como: el adobe, arcilla (ladrillos) y los que se realizan con concreto son conocidos como bloques de concreto.
Solera	En mampostería, se define como una estructura que cumple la función de una viga, ubicando en ésta el refuerzo longitudinal necesario para soportar esfuerzos cortantes y flexionantes.

RESUMEN

En el presente trabajo de graduación, en el capítulo uno, se realiza la descripción de los sistemas de mampostería de concreto según el refuerzo que contengan, enfatizando el uso de construcciones sismorresistentes en el país, con el objeto de que los constructores y profesionales que se dediquen a la construcción de viviendas mínimas, tomen en consideración los parámetros requeridos para realizar viviendas seguras, en cuanto a la calidad de construcción y de los materiales se refiere.

El capítulo dos enumera los requisitos mínimos que deben cumplir los materiales y elementos componentes de las viviendas, basados tanto en normas nacionales como internacionales; para realizar el análisis y diseño estructural en mampostería, se describen dos métodos, los cuales quedan contenidos en el capítulo tres, también queda plasmado un método utilizado para el análisis estructural de la mampostería mediante el ejemplo desarrollado en el capítulo cuatro, en el cual se diseñan los tipos de vivienda reforzada y confinada.

OBJETIVOS

General:

- ❖ Realizar una evaluación comparativa de requisitos y normas de construcción que garanticen la estabilidad de la estructura de mampostería de concreto de viviendas mínimas, menores a 50 m², a potenciales solicitaciones de esfuerzos provocados por movimientos sísmicos.

Específicos:

1. Establecer los requisitos mínimos de la resistencia estructural de las construcciones con base a códigos de reconocimiento, realizadas con mampostes de concreto, ante la acción de sismos, para salvaguardar la seguridad y el bienestar general.
2. Describir los métodos que definen el comportamiento estructural, los cuales son los más utilizados por códigos internacionales para el diseño de estructuras de mampostería resistente a la acción de sismos.
3. Detallar el cálculo y diseño que permita una adecuada edificación, para ser una guía a todo aquel que se dedica a la construcción con mampostería de concreto.

INTRODUCCIÓN

En Guatemala, son muy utilizadas las estructuras de mampostería, es decir, construcciones a base de elementos de block de concreto (por ser elementos más comúnmente requeridos por la facilidad de oferta en el mercado), de tierra tal como el adobe, ladrillos y otras variedades que toman como base la piedra pómez, los cuales son de dimensiones pequeñas comparadas con relación a la construcción que se desea realizar; al emplear de forma adecuada los mampostes, se logran estructuras estables, económicas y seguras, esto con el fin de disminuir riesgos de grandes desastres los cuales podrían darse por ser una zona altamente sísmica.

Cuando se realizan construcciones de mampostería, sobre todo, las que tienen una filosofía de construcción mínima popular, las recomendaciones que están contenidas en normas que existen en el país, tal como AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica) y FHA (Fomento de Hipotecas Aseguradas), muchas veces no son tomadas en cuenta debido al desconocimiento de las mismas, por lo cual el presente trabajo está concebido de tal forma que se analizarán dos tipos de viviendas mínimas populares, fundamentadas adicionalmente en los conceptos y criterios plasmados en instituciones de reconocimiento internacional, como el IBC (Código Internacional de Construcción), UBC (Código Unificado de la Construcción), ACI (Instituto Americano de Concreto), ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles). El análisis y diseño de las mismas se desarrollará de tal manera que sirva de guía para todos los constructores y desarrolladores de proyectos de viviendas mínimas populares, menores a 50 m².

1. GENERALIDADES EN TORNO A LA MAMPOSTERÍA DE CONCRETO

La Mampostería es un sistema constructivo tradicional, el cual se realiza mediante la disposición ordenada elementos que van mampuestos tales como el block, ladrillo, adobe, etc., cuyas dimensiones son pequeñas, comparadas con las del elemento que se va construir. Los mampostes tienen la característica de trabajar eficientemente bajo esfuerzos de compresión inducidos por la carga axial o vertical que se genera debido al peso del techo, las cargas vivas y el peso propio de los mampostes.

Además, la mampostería debe soportar fuerzas cortantes y momentos flexionantes generados por la acción de un sismo, empujes normales al plano del muro, causados por viento, agua o tierra, por lo que para cubrir la sollicitación de estos esfuerzos, es necesario proveer con acero estructural tanto transversal como longitudinalmente a los muros que se van a construir.

La mampostería puede ser estructural y no estructural, la primera se refiere a muros que deben soportar tanto su peso propio como las cargas horizontales y verticales que llegan a éstos por la acción del viento, empuje de tierra o por sismo. En la mampostería no estructural los muros deben soportar solamente su propio peso y sirven generalmente como muros divisorios.

Según el tipo de junta, la mampostería puede ser: al tope, cuando no tiene ningún elemento de unión en las juntas entre unidades y pegada cuando existe una capa de mortero en las superficies o puntos de contacto entre las unidades.

La mampostería, bajo condiciones adecuadas de diseño, construcción con mano de obra calificada, supervisión continua y calidad exigida en todos los materiales a utilizar, presenta varias ventajas entre las cuales se pueden mencionar:

- ❖ Con una modulación perfecta en el diseño arquitectónico de la vivienda, se logra el desperdicio mínimo de unidades de bloques de concreto.
- ❖ Cuando se trabaja con el sistema reforzado interiormente, el block perforado permite la fundición de sus celdas donde queda suministrado el acero vertical, por lo que no necesita formaleta.
- ❖ Al emplear mano de obra calificada y unidades modulares, se tiene gran velocidad y eficiencia en la construcción de los muros, por lo cual en muchos casos se reducen los costos por menos actividades, equipos y mano de obra.
- ❖ Al combinar las características estructurales y arquitectónicas de la mampostería de concreto, se obtienen estructuras duraderas, de muy bajo mantenimiento y gran apariencia.
- ❖ Es un sistema adaptable a condiciones de producción y construcción de tecnología sencilla, por lo que éste podría ubicarse en lugares apartados que cuenten con un gran potencial social y económico, sin tener la necesidad de sacrificar aspectos básicos de seguridad y durabilidad.

Pero como todo sistema de construcción, también posee desventajas, entre las cuales están:

- ❖ Controles de calidad rigurosos y sistemáticos de los materiales a utilizar en la obra, éstos determinados mediante ensayos que generan un costo adicional en el precio de la obra.
- ❖ Debido a que el diseño arquitectónico requiere de una modulación estricta de muros, al presentar las medidas a los albañiles del medio –con poca escolaridad- éstos tendrían cierta dificultad para interpretarlas.
- ❖ El peso total de un edificio construido con mampostería de concreto, es ligeramente mayor que los construidos con un sistema de marcos dúctiles en los que se pueden utilizar tablayeso para paredes divisorias.
- ❖ En construcciones de mampostería estructural, no se pueden eliminar indiscriminadamente los espacios interiores suprimiendo algunos muros ni modificarlos total o parcialmente, ya que se afectaría el comportamiento estructural de la obra.
- ❖ Por ser un sistema de muros portante, tiende a generar estructuras regulares y repetitivas, por lo cual el trabajo del arquitecto debe ser decisivo para el aprovechamiento de los materiales, logrando así una estructura atractiva a la vista del propietario.

1.1 Conceptos básicos basados en códigos nacionales e internacionales

En las Normas Estructurales de Diseño Recomendadas para la República de Guatemala propuestas por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES NR-9:2000), se definen los siguientes conceptos:

1.1.1 Mortero

Mezcla plástica de materiales cementantes y arena bien graduada. La dosificación de la mezcla deberá proveer las condiciones que permitan su trabajabilidad, capacidad para retención de agua, durabilidad y deberá contribuir a la resistencia a compresión del elemento estructural, por medio de la pega entre las unidades prefabricadas para levantados. Se debe tener especial cuidado en la cantidad de agua que se le proveerá a la mezcla, ya que esto afecta directamente a la capacidad de compresión del mortero.

1.1.2 Grout

También conocido como lechada, es una mezcla de cemento, arena, grava fina y la cantidad de agua necesaria para proporcionar una consistencia fluida que permita su colocación dentro de las celdas de los bloques de concreto donde va ubicado el acero para los muros con refuerzo uniformemente distribuido (muros pineados); para contribuir a la resistencia a compresión del muro que se está construyendo. Según el tamaño nominal máximo de los agregados el grout se clasificará como “grout fino” o “grout grueso”.

1.1.2.1 Grout fino

Este tipo de grout se utilizará cuando el espacio para el vaciado es pequeño, angosto o congestionado con refuerzo. Por ejemplo, cuando entre el acero de refuerzo y el mamposte para levantado exista un espacio libre mínimo de 0.65 cm.

1.1.2.2 Grout grueso

Este tipo se utilizará cuando el espacio entre el acero de refuerzo y la unidad prefabricada para levantado sea por lo menos 1.30 cm o cuando las dimensiones mínimas de las celdas en la pieza para levantado sean de 3.80 cm de ancho y 7.50 cm de largo.

En el capítulo 21 del Código Internacional de la Edificación (2003) aparecen las siguientes definiciones:

1.1.3 Alma

Porción interior maciza de una unidad de mampostería hueca como se coloca en mampostería.

1.1.4 Altura Efectiva

Para elementos arriostrados, la altura efectiva es la altura libre entre los apoyos laterales, y es usada para calcular la relación de esbeltez.

1.1.5 Anclaje

Barra de metal, alambre o fleje metálico que asegura la mampostería a su soporte estructural.

1.1.6 Columna, mampostería

Elemento vertical aislado cuya dimensión horizontal medida en ángulo recto a su espesor, no excede tres veces su espesor y cuya altura es al menos cuatro veces superior su espesor.

1.1.7 Diafragma

Sistema de piso o techo diseñado para transmitir fuerzas laterales a muros de corte u otros elementos resistentes a fuerzas laterales.

1.1.8 Dimensión especificada

Dimensiones especificadas para la fabricación o construcción de mampostería, unidades de mampostería, junta y cualquier otro componente de una estructura.

1.1.9 Dimensión nominal

Dimensión igual a una dimensión especificada más una tolerancia para las uniones con que se colocarán las unidades. Primero se da el espesor, seguido de la altura y luego la longitud.

1.1.10 Dimensión real

Dimensión obtenida de una unidad o elemento de mampostería.

1.1.11 Junta horizontal

Capa horizontal de mortero sobre la que se asienta una unidad de mampostería.

1.1.12 Junta vertical

Junta vertical de mortero colocada entre las unidades de mampostería al momento de colocación de dichas unidades de mampostería.

1.1.13 Mampostería

Construcción o combinación de unidades de edificación de materiales de arcilla, esquisto, hormigón, vidrio, yeso, piedra u otras unidades aprobadas unidades con o sin mortero, o lechada de cemento u otro método de unión aceptado.

1.1.14 Muro

Elemento vertical con una relación longitud horizontal-espesor mayor a tres, usado para cerrar espacios.

1.1.15 Resistencia de diseño

Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia.

1.1.16 Resistencia nominal

Resistencia de un elemento o sección transversal calculada de acuerdo con estas disposiciones antes de la aplicación de cualquier factor de reducción de resistencia.

1.1.17 Resistencia requerida

Resistencia de un elemento o sección transversal requerida para resistir cargas mayoradas.

En el Código Uniforme de la Edificación (1997), aparecen definidos los siguientes conceptos:

1.1.18 Área bruta

Es el área de la sección transversal correspondiente a una sección especificada.

1.1.19 Área neta

Es el área bruta de sección transversal menos el área de los núcleos sin lechada de cemento, cortes, celdas, y áreas sin apoyo. El área neta es el área real de superficie correspondiente a una sección transversal de mampostería.

1.1.20 Columna reforzada

Es un miembro estructural vertical en el cual tanto el refuerzo como la mampostería resisten la compresión.

1.1.21 Columna sin refuerzo

Es un miembro estructural vertical cuya dimensión horizontal medida en ángulo recto con respecto al espesor no excede de un valor igual a tres veces dicho espesor.

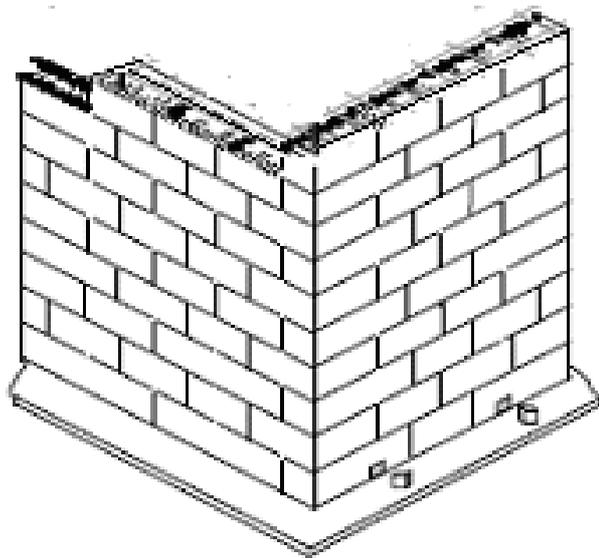
1.2 Sistemas de mampostería

1.2.1 Mampostería sin refuerzo

Este sistema no utiliza ningún tipo de refuerzo interno o externo de confinamiento en sus unidades de mampostería. Los muros de albañilería sin refuerzo presentan importantes limitaciones para resistir acciones sísmicas debido a que tienen poca capacidad para trabajar bajo esfuerzos flexionantes, además una vez producido el agrietamiento de sus elementos tienden a comportarse de manera frágil, por lo que el colapso de la construcción podría evidenciarse a la hora de un sismo de magnitud considerable, lo cual es muy peligroso para sus habitantes.

Este tipo de construcciones no se debe utilizar y menos en Guatemala un país de gran actividad sísmica, más bien todas sus construcciones deben ser estrictamente sismorresistentes para evitar desastres de gran magnitud como lo fue el terremoto de 1,976; la mampostería sin refuerzo incrementa el riesgo de que la vivienda sea completamente destruida por su comportamiento frágil ante acciones sísmicas.

Figura 1. Sistema de mampostería sin refuerzo



Los tipos de falla que generalmente se presentan en este sistema de construcción son:

- ↪ Agrietamiento vertical en las esquinas, en unión de muros perpendiculares.
- ↪ Agrietamiento inclinado, por los esfuerzos de tensión diagonal en las piezas.
- ↪ Concentración de grietas en las aberturas.
- ↪ Colapso de muros largos.
- ↪ Caída del sistema de techumbre.

1.2.2 Mampostería reforzada interiormente

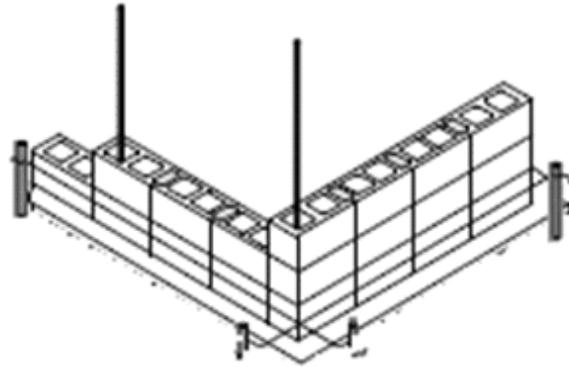
Es la forma de construcción en la cual el refuerzo actúa en conjunto con la mampostería para resistir fuerzas verticales y horizontales que llegan hasta ella. Este sistema permite que las celdas de los bloques puedan ir rellenas con grout, ya sea en todas o bien solo las celdas en las cuales está el acero estructural de refuerzo.

El sistema reforzado (pineado), presenta la ventaja de ahorrar en formaletas, ya que las barras de acero se colocan de forma vertical dentro de las celdas donde son fundidas con grout y el acero horizontal va en las juntas donde se coloca el mortero de pega.

Para garantizar un comportamiento sismorresistente, los materiales deben ser capaces de disipar la energía que libera el sismo, la cual es transformada en esfuerzos de corte o flexión que llegan hasta los muros, pero esto se ve afectado por la falta de control de calidad en los materiales y si a esto se le suma la deficiencia en la mano de obra para la colocación del refuerzo y el llenado adecuado de los huecos, el resultado puede ser muy negativo, lo anterior evidencia que la supervisión de la obra debe ser constante, elaborada y detallada por parte del ingeniero o constructor con vasta experiencia.

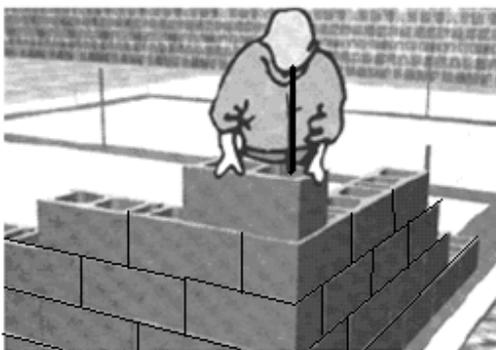
Al trabajar el sistema de mampostería reforzada interiormente, se hace necesario que la mano de obra sea calificada, ya que las dimensiones con las que se trabajan, son precisas, por lo cual el tamaño de la cisa vertical, debe realizarse con la mayor exactitud posible, con el objeto de que los agujeros donde irá colocado el acero vertical queden libres para fundirlos adecuadamente.

Figura 2. Sistema de mampostería reforzada interiormente

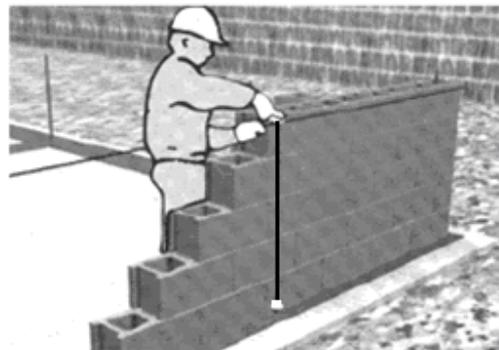


Un método de construcción del sistema reforzado, es que se elevan primero las esquinas o cruces del muro unas cuatro a seis hiladas, formando una especie de pirámide en cada esquina o punto intermedio. Para cada nivel se debe verificar el nivel, verticalidad y horizontalidad. En la figura se puede apreciar (a) Construcción en forma de pirámide en la esquina del muro; (b) Verificación de verticalidad y horizontalidad del muro.

Figura 3. Sistema constructivo reforzado interiormente



(a)

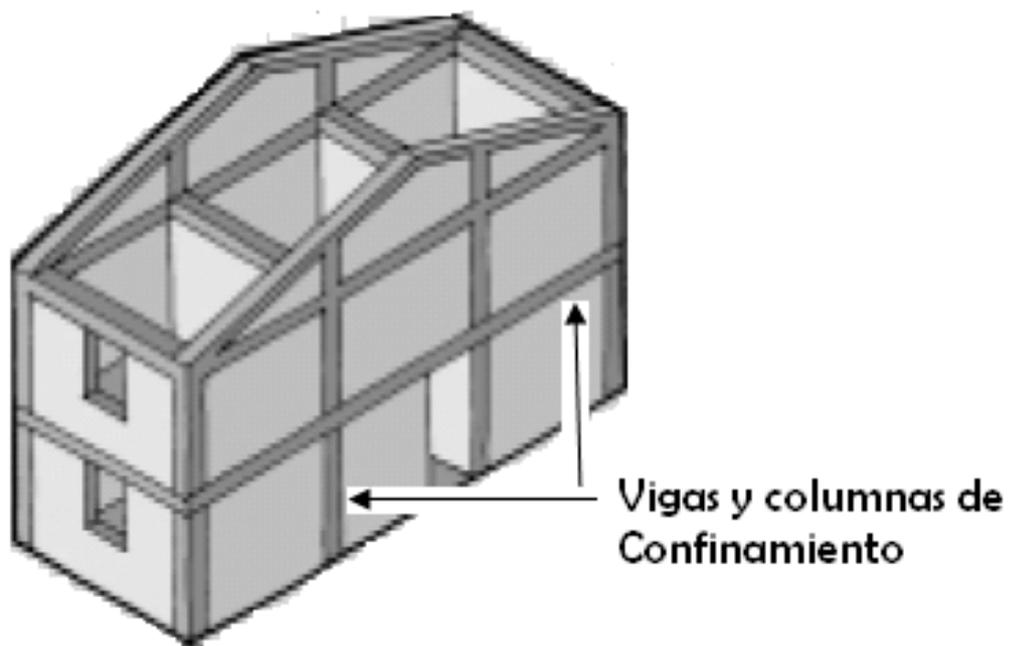


(b)

1.2.3 Mampostería confinada

La mampostería confinada es la que se realiza a través de la conformación de un muro que luego se confina con vigas y columnas de concreto reforzado vaciadas en sitio. El comportamiento de un muro confinado depende de: la calidad de la albañilería, las dimensiones, la cuantía de refuerzo de los elementos de confinamiento, el trabajo conjunto que se logre entre los mampostes y los elementos de confinamiento, la esbeltez y la existencia de armadura horizontal en todo el muro. Además de tener especial cuidado de no interrumpir los lazos de confinamiento, es decir vigas y columnas del marco confinante, ya que con ello, no se lograría el objeto de que trabajen como un solo elemento resistente a momentos flexionantes.

Figura 4. Ejemplo de sistema de mampostería confinada



Hay varios detalles, los cuales se deben cumplir para lograr un buen confinamiento, entre ellos están:

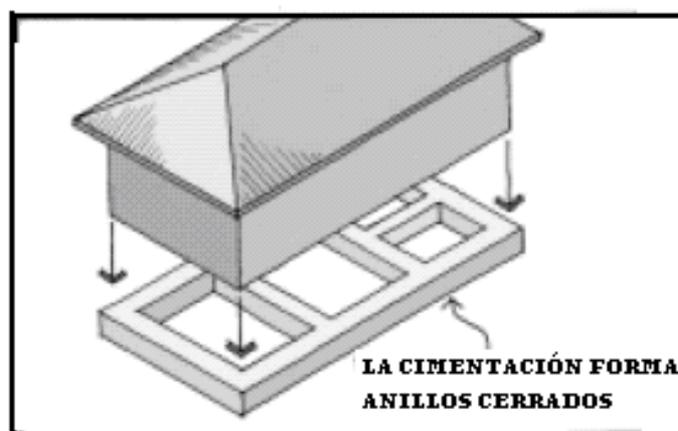
a) Los elementos de confinamiento deben ser continuos, es decir que no deben interrumpirse en todo el perímetro de la construcción.

b) Es preferible que los muros a construir, tengan una forma aproximadamente cuadrada, debiéndose colocar columnas intermedias de confinamiento si el muro así lo requiere.

c) Se deben utilizar mampostes que garanticen calidad de resistencia a compresión, ya que el trabajo principal de los mismos es soportar estos esfuerzos inducidos en la estructura, debido a la carga gravitacional que llega hasta ellos, por lo que al utilizar los mampostes perforados, es recomendable que su porcentaje de perforaciones sea menor de un 40%.

d) La viga de amarre del cimiento debe ser continua y no debe interrumpirse. Ej.

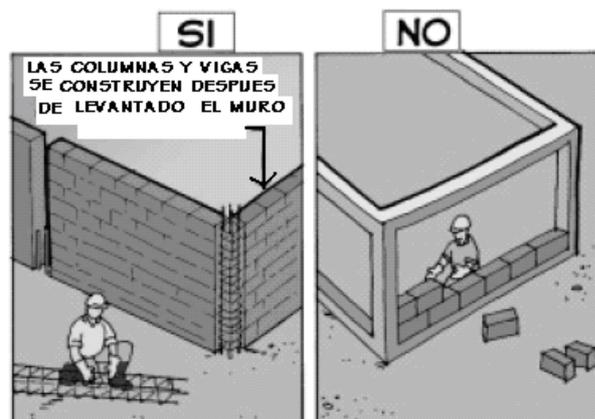
Figura 5. Viga del cimiento continuo



Cuando hay grandes sollicitudes de esfuerzo debido a un sismo de magnitud considerable, el comportamiento de la mampostería confinada, antes del agrietamiento diagonal, no depende de las características del marco confinante, sino mas bien es después de este agrietamiento, que la posible reserva de carga y ductilidad de la estructura sí dependan de él, especialmente la resistencia al cortante de las esquinas. Si la resistencia al cortante del marco confinante es baja, la grieta diagonal se prolonga muy rápido sin aumento en la capacidad de carga del muro, mientras que si la esquina es resistente, si se tiene un incremento considerable en la capacidad de carga del mismo, hasta llegar a la falla por aplastamiento local, evitando así, la falla de tipo frágil. Por lo que el marco confinante le proporciona cierta capacidad de deformación al muro haciéndolo trabajar de manera más dúctil.

El agrietamiento en los muros, puede originarse ya sea por hundimientos diferenciales en el terreno, o bien si la construcción está ubicada en un suelo expansivo, a la hora de que se sature la arcilla, también se puede provocar este tipo de fallas por el empuje que provoca el suelo en las paredes de la vivienda; otro factor importante que afecta en el agrietamiento es el uso de materiales de baja calidad, y la ausencia de confinamiento adecuado.

Figura 6. Proceso constructivo del levantado de las paredes



1.3 Características generales geotécnicas

La geotecnia es el área de la ingeniería civil que estudia el comportamiento del suelo y las rocas por debajo de la superficie, con el objeto de determinar sus propiedades y diseñar las cimentaciones adecuadas para cualquier tipo de estructura de índole civil. Su finalidad es proporcionar la información referente a interacción suelo-obra en lo que se refiere a estabilidad, resistencia y viabilidad económica. Es de vital importancia conocer las condiciones bajo las cuales determinados materiales fueron creados o depositados, y los posteriores procesos estructurales, metamórficos, cristalización, etc., que han sufrido para obtener una aproximación real de sus características físico-mecánicas al estar sometidos bajo las cargas que le transmitirá la estructura.

Cuando se realiza un estudio geotécnico profundo, se puede determinar el riesgo que corren los seres humanos, las propiedades y el ambiente, ante deslizamientos de terreno, hundimientos de tierra, flujos de lodo y caída de rocas, estos causados ya sea por fenómenos naturales o propiciados por la actividad humana, con el objeto de prevenir los desastres que pudieran suscitarse.

Como ejemplo en el país, cada invierno es peligroso para familias que tienen ubicadas sus viviendas en laderas de la periferia de la ciudad capital, estos asentamientos urbanos y/o rurales se ven afectados por deslaves que año con año provocan la destrucción total de viviendas, arrasando con familias completas o dejando varios huérfanos, panorama que también afecta a varias familias del interior del país, que construyen sus viviendas en laderas.

Para salvaguardar la vida de las personas que adquieren una vivienda o bien desean construirla, el ingeniero debe advertir del potencial peligro al que están sometidas si desean ubicarla en laderas, por un posible deslizamiento de tierras; también en la estabilización de taludes, los ingenieros tienen la responsabilidad de dejarles la inclinación adecuada para que no se produzcan fallas en el mismo que atenten contra la vida de personas; para todo ello es necesario reconocer el comportamiento del suelo en el cual se está construyendo, ya que las características pueden variar aún en un área pequeña de trabajo, por lo que los estudios de suelos ya sea de muestras alteradas o inalteradas son importantes para obtener la información de las características físico-mecánicas del estrato en que se ha de realizar el proyecto.

1.3.1 Condiciones del suelo

Las condiciones de trabajo de un suelo (compresibilidad, capacidad de carga, permeabilidad, etc.), varían según la composición química y mineralógica de los mismos y de la actividad que dio origen a ellos. Según el origen de sus elementos, los suelos pueden dividirse en suelos orgánicos e inorgánicos, los primeros se forman casi siempre *in situ.*, y como su nombre lo indica, están formados principalmente por materia orgánica descompuesta la cual algunas veces es tan alta en relación al suelo inorgánico existente, que ésta elimina la porción mineral del suelo, se caracterizan por su color negro o café oscuro, poco peso cuando están secos y gran compresibilidad y porosidad, por lo que encontrarse con un suelo de este tipo para el ingeniero es un verdadero dolor de cabeza.

Los suelos inorgánicos se dan por la descomposición física y/o química de las rocas, la primera es debida al sol, el agua, el viento y los cambios de temperatura; la descomposición química la tienen a cargo la oxidación, la carbonatación y la hidratación. El suelo inorgánico, puede ser residual, cuando es el producto del intemperismo de rocas las cuales son tan duras (como el granito), que no puede ser arrastrado por agentes externos como el aire o el agua, pero cuando son producto de rocas calizas o yeso si pueden ser removidos de su lugar de origen por lo que se le conoce con el nombre de suelo transportado.

A continuación se describen los suelos comúnmente encontrados a la hora de una construcción:

1.3.1.1 Gravas

Son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas mayores de 2 mm. de diámetro. Cuando estas son acarreadas por las aguas de los ríos, generalmente se les conoce con el nombre de canto rodado. Las propiedades químicas de las gravas dependen de su proceso de formación y del tipo de minerales que se encontraban en el río los cuales le dieron origen.

1.3.1.2 Arenas

Son materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial y cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

A la hora de que se produzca un sismo de magnitud considerable y el suelo arenoso esté saturado, se puede generar problemas de licuefacción, es decir un fenómeno parecido al de arenas movedizas, al registrarse este inconveniente se tendría un asentamiento crítico de la vivienda que se encuentre cimentada en este suelo. Por lo se deben tener las consideraciones necesarias para prevenir este caso particular.

1.3.1.3 Limos

Son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico (producto de canteras) o limo orgánico (se encuentran en los ríos), el cual posee características plásticas. Su diámetro está comprendido entre 0.05 mm y 0.005 mm.

Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta, éstos de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.

1.3.1.4 Arcillas

Estas partículas sólidas tienen un diámetro menor de 0.005 mm. y tienen la característica de volverse plásticas al ser mezcladas con agua, son compresibles y al aplicarles una carga en su superficie se comprimen lentamente, la cohesión entre ellas está en función del grado de humedad al que estén sometidas pero al empezar el proceso de secado comienzan a contraerse, produciendo asentamiento en las estructuras.

Cuando las cimentaciones van sobre suelo que en su mayor parte está conformado por arcilla, es perjudicial para las estructuras debido a que este material al estar saturado se expande, provocando grietas en las paredes de las casas, ya que induce esfuerzos cortantes debido al empuje que está generando la tierra y al contraerse cuando se seca también puede provocar hundimientos que generarían el mismo problema.

Tabla I. Resistencia a compresión simple de las arcillas

Clasificación	Resistencia a compresión simple (kPa)
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	> 400

Fuente: **Código Técnico de la Edificación. Seguridad Estructural Cimentaciones. España.**

1.3.1.5 Tepetate

En el medio es mejor conocido como talpetate, pero en libros de suelos de autoría mexicana es llamado tepetate, según es descrito por los autores, es un material pulverulento, de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla, limo y arena en proporciones variables, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonado de calcio.

El talpetate es uno de los mejores suelos para la construcción, debido a su excelente capacidad de carga, pero presenta el inconveniente de ser difícil la excavación artesanal en él, ya que el cementante natural que tiene le da propiedades de dureza increíbles, por lo que para construir en éste se puede realizar solo columnas principales con una zapata que evite el punzonamiento, y una excavación superficial que remueva suelo orgánico donde irán ubicadas las hiladas del block, esto por la gran capacidad de carga de este suelo.

1.3.2 Influencia de las condiciones geológicas sobre el diseño

Según el libro de Geología Aplicada a la Ingeniería Civil de Legget/Karrow, las condiciones del terreno de un lugar para la construcción se pueden clasificar dentro de uno de los siguientes tipos:

1. Cuando existe roca sólida ya sea en la superficie del terreno o tan cerca de la misma que la construcción se puede cimentar directamente sobre ella. Esta condición sería una de las ideales ya que probablemente no habrían hundimientos de la estructura, pero el estudio de la roca debe ser extenso para estimar las propiedades mecánicas, develar la solidez estructural y determinar los márgenes de los fenómenos sísmicos que pueda soportar.

Si se realizan pruebas de compresión para determinar la capacidad de carga de la roca, se debe tener gran cuidado de que sean hechas con especímenes cargados en la misma dirección en que están ubicados los estratos donde se construirá, esto se puede lograr extrayendo una muestra inalterada, la cual, en teoría conserva todas las características del estrato.

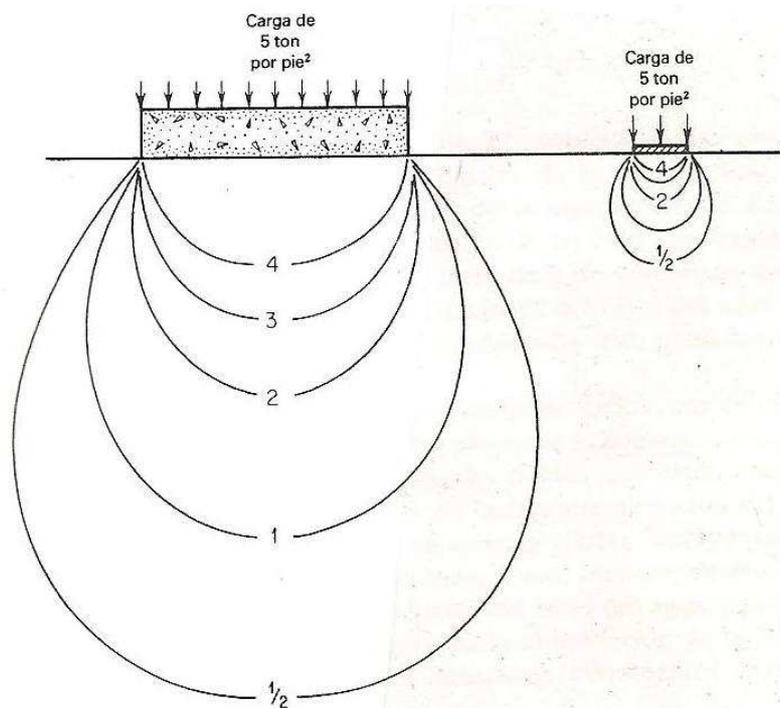
La diferencia de resistencia de las rocas sedimentarias con pruebas paralelas a la estratificación y a ángulos rectos puede ser hasta de 50%, como ejemplo, los autores citan: “Los valores típicos de la pizarra son de 500 kg/cm² (7220 psi) para ángulos rectos a la estratificación y de 360 kg/cm² (5180 psi) en la dirección de la estratificación”, por lo que es notable la variación entre la capacidad de carga en ángulo recto y paralelo. Como las rocas sedimentarias incluyen aquellos tipos de roca que tienen baja capacidad de resistencia, este punto algunas veces es de gran importancia.

2. Cuando existe un estrato rocoso bajo la superficie, pero la distancia no es económicamente factible por medio de una cimentación, en tal forma que la carga de la construcción le sea transmitida por medio de pilotajes de apoyo. Esto es posible si la profundidad no es demasiada y el suelo está libre de cantos rodados, aunque se deben estudiar las propiedades del suelo, ya que podrían existir agentes altamente corrosivos para el tipo de material del que está fabricado el pilote, y al ser atacado por estos agentes se puede ver reducida la capacidad de carga del mismo. Generalmente el método de pilotaje en el medio es muy caro, por lo que para viviendas mínimas, no sería algo a considerar en la construcción.

3. Cuando el estrato rocoso más cercano está tan alejado de la superficie, que la estructura se tiene que cimentar sobre el material no consolidado que se sobrepone a la roca. Este es uno de los casos más frecuentes en el medio, ya que los suelos del país rara vez poseen estratos rocosos en los que se puedan cimentar, por lo que hay que realizar la construcción en el terreno disponible del cliente, pero la ventaja en las viviendas de un nivel, es su poco peso.

Es imprescindible una adecuada investigación del subsuelo si se quiere un diseño satisfactorio de la cimentación, por lo regular el trabajo exploratorio, según los autores debe dar resultados definidos para *una profundidad que sea al menos el doble del ancho de la estructura* y aun mayor si es posible, especialmente si se sospecha la presencia de estratos suaves subyacentes al estrato inmediato sobre el que estará la estructura. El estudio del suelo que se encuentra debajo de la cimentación es importante, debido a que la disipación de la energía que transmiten las cargas de la construcción es como lo muestra la ilustración del libro de Geología aplicada a la ingeniería civil:

Figura 7. “Bulbo de presión”, ilustra el efecto que el tamaño de un área cargada ejerce sobre la distribución de esfuerzo bajo ella.



Fuente: Legget/Karrow. **Geología Aplicada a la Ingeniería Civil. Pág. 22- 10**

1.3.3 Importancia del estudio del suelo

En la exploración de un suelo se pueden identificar las capas de depósitos en los que residirá la cimentación de una estructura, además se utiliza para determinar las características físicas y el comportamiento del suelo bajo las cargas compresivas que soportará. El propósito del estudio de suelos es obtener información para:

- Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para la obra a construir.
- Evaluar la capacidad de carga de la cimentación, la cual depende directamente del valor soporte del suelo.
- Estimar el asentamiento probable de una estructura, ya que según el tipo de suelo en el que se haya de cimentar, se pueden registrar distintas medidas de asentamiento.
- Detectar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, relleno sanitario, etc.)
- Determinar la posición del nivel freático, ya que la humedad reduce la resistencia mecánica del suelo, además poder brindarle el recubrimiento necesario al acero que irá en las zapatas.
- Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo, cuando se haya de construir el cimiento corrido como sustentante de la estructura.

1.3.4 Incidencia del nivel freático en un suelo

La presencia de agua freática cerca de una cimentación afecta considerablemente la capacidad de carga y asentamiento de ésta, entre otras. El nivel del agua cambia con las estaciones, siendo el más crítico el invierno donde se registran alturas que no estaban previstas, probablemente porque el proyecto fue iniciado en verano. En muchos casos puede ser necesario establecer los niveles máximo y mínimo posibles del agua durante la vida útil de un proyecto, para aportar soluciones adecuadas si se presentara un problema de este tipo.

Según el Ingeniero Mario Corzo (asesor del presente), si el nivel freático es muy alto, se debe realizar un drenaje para controlar el flujo, podría ser con un drenaje francés o con ductos, para minimizar los efectos de la expansión en un suelo arcilloso.

1.3.5 Condiciones sísmicas de Guatemala

Según el folleto del curso de Geografía de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos, “Los sismos son movimientos vibratorios que se producen ya sea dentro de las capas internas o en la corteza de la Tierra”. Estos movimientos varían de intensidad y magnitud, algunos históricamente han sido muy destructores, tal es el caso del terremoto registrado el 4 de febrero de 1,976 en la ciudad de Guatemala, hasta la fecha ha sido el más perjudicial para la ciudad, ya que dañó muchas de las construcciones existentes en aquella época, reportando aproximadamente un total de 25,000 muertos y 75,000 heridos, datos que aparecen en la página de internet del INSIVUMEH. (Ver en el apéndice A microsismos que se generan en Guatemala).



Guatemala, mañana del 4 de febrero de 1976 (Foto: Barbara V.C. Duflon)

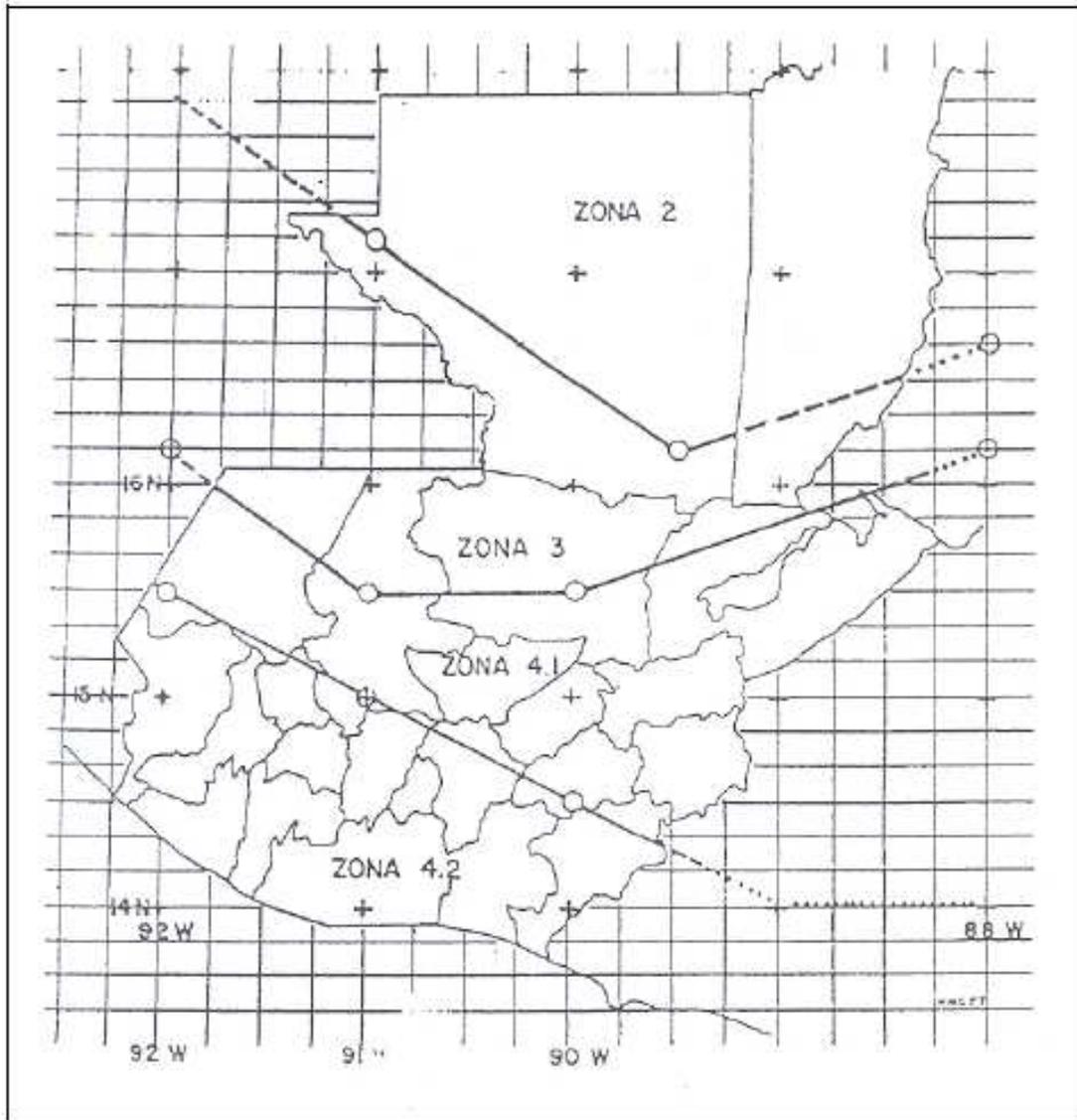
Fuente: www.librodearena.com

Destrucción dejada por el terremoto de mayor impacto hasta la fecha sobre la ciudad de Guatemala, lo cual evidenció que las construcciones debían estar reforzadas adecuadamente.

La causa que origina los terremotos es desconocida, aunque se le atribuyen al movimiento de placas tectónicas o fallas geológicas que existen en la corteza de la tierra, aunque también pueden ser producidos por actividad volcánica. El comportamiento de las ondas sísmicas hace pensar que la tierra está zonificada, ya que cuando viajan de una zona a otra, las ondas cambian de velocidad de acuerdo con la naturaleza del material que atraviesan.

Guatemala es un país con alto riesgo sísmico de lo cual deriva la importancia de las construcciones sismorresistentes, debido a que son necesarias estructuras que se comporten de manera satisfactoria ante un sismo de gran magnitud.

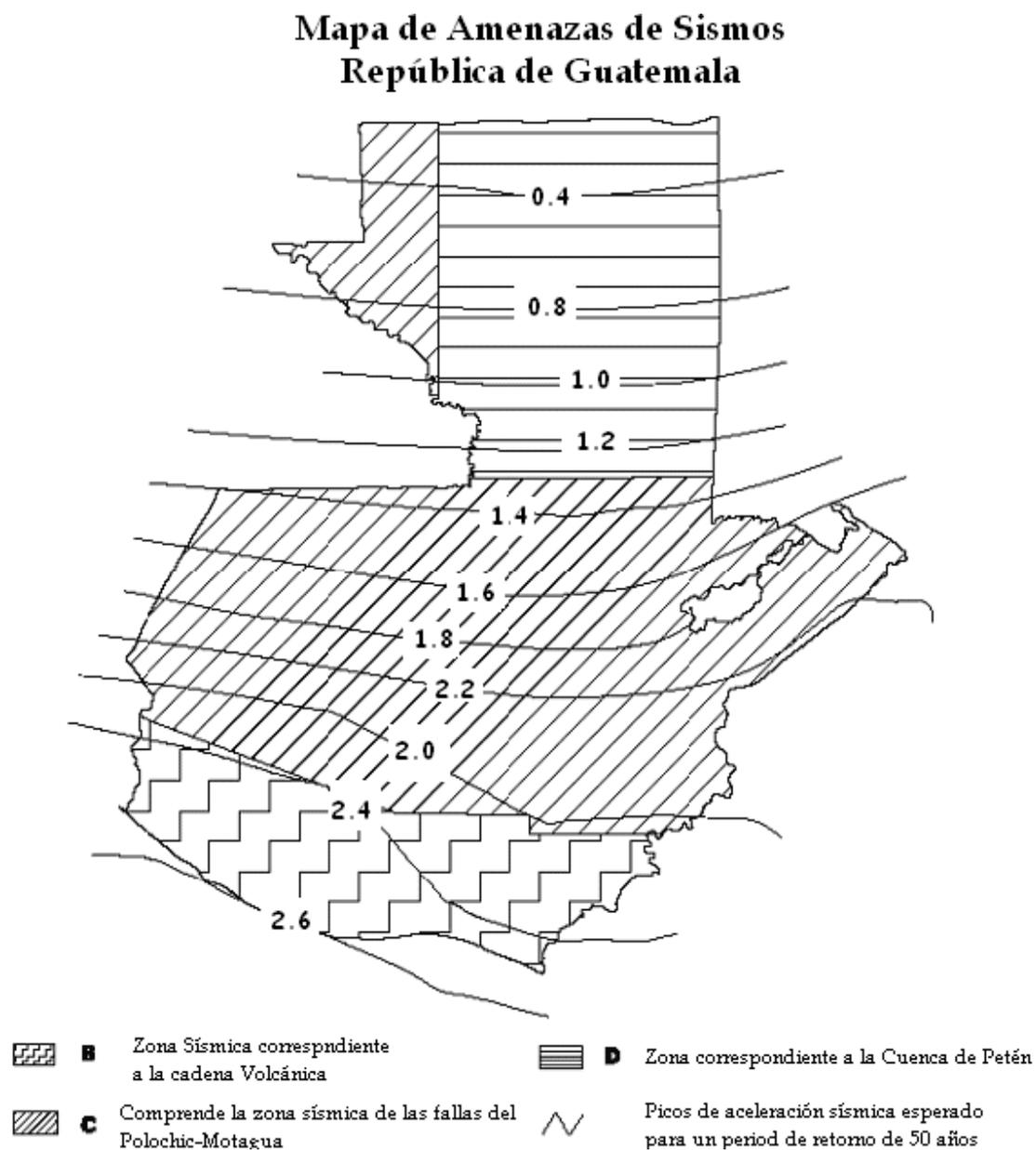
Figura 8. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.



Zona Sísmica	I_o	A_o	A_f	A_e
2	2	0.10g	0.00g	0.13g
3	3	0.10 a 0.30g	0.00 a 0.10g	0.13 a 0.39g
4.1	4	0.30g	0.10 a 0.15g	0.39g
4.2	4	0.30g	0.15g	0.39g

Fuente: Guillermo Santana. **Evaluación de Código Sísmico.**

Figura 9. Mapa de amenazas se sismos república de Guatemala.

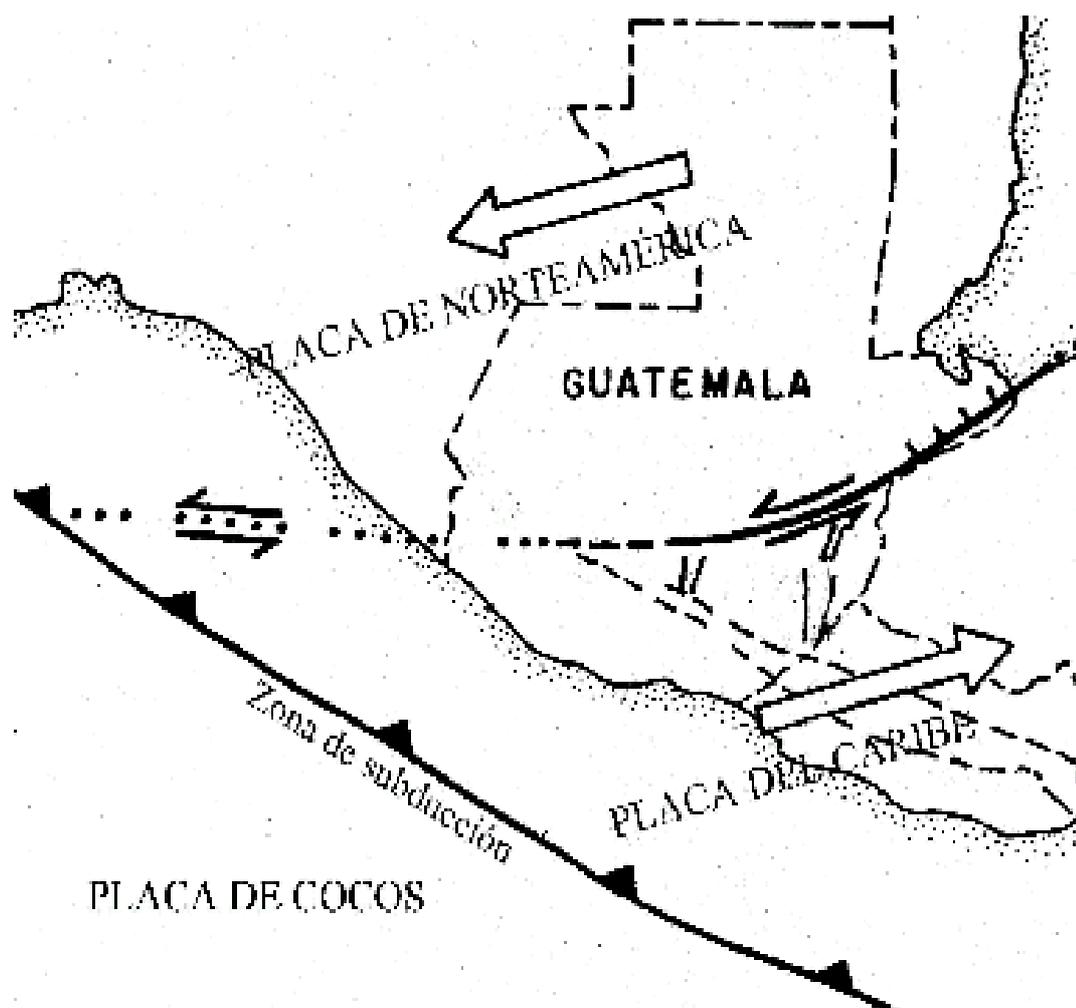


Fuente: Mapas Escala 1:2, 000, 000

1.3.5.1 Marco tectónico para Guatemala

En un artículo del CESEM, publicado en internet titulado "Evaluación de la amenaza sísmica para la ciudad de Guatemala", autores: Luna, J., Flores, O., López L., Pérez, C. Explican que "la república de Guatemala está ubicada dentro de la zona de convergencia de las placas de Norteamérica, del Caribe y de Cocos".

Figura 10. Marco tectónico para Guatemala



Fuente: U.S. Geological Survey

Según la opinión descrita en el artículo, la interacción de las placas es la siguiente: la placa del Caribe se desplaza hacia el este de la Norteamericana en forma transcurrente, lo cual está evidenciado por el sistema de fallas Motagua - Chixoy - Polochic; en el Sur, la placa de Cocos se sumerge (subduce) bajo la placa del Caribe, lo cual ha dado lugar a la formación de la fosa Mesoamericana y la cordillera volcánica. Conjuntamente con el sistema de fallas Motagua - Chixoy - Polochic, se desarrollaron otros de gran importancia, a nivel regional, tal es el caso de la falla de Jocotán y el de la falla de Jalpatagua.

La interacción de las tres placas tectónicas ha generado esfuerzos tensionales dentro de la placa del Caribe, los cuales han provocado grandes sistemas de fallas normales (tipo graben - horst) de orientación Norte - Sur, como el de la ciudad de Guatemala.

1.3.5.2 Principales sistemas de fallas geológicas de Guatemala

En el folleto de Apuntes de Geología del CESEM (Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas), dice: “Cuando en las fracturas, fisuras o juntas se ha efectuado un deslizamiento apreciable se llaman Fallas”. La corteza terrestre consta de varias placas con movimiento relativo entre ellas, algunas de éstas poseen en su interior fallas, las cuales presentan movimientos relativos que ocasionan temblores considerables.

1.3.5.2.1 Falla del Motagua

Según Oscar Melgar, en su trabajo de graduación: Análisis del origen de los sismos en Guatemala, dice: “Toda la geografía a lo largo de la falla es caracterizada por estrechos valles, pequeños riscos y cerradas extracciones rocosas que sugieren repetidas y recientes actividades tectónicas. Los rompimientos de corteza han sido observados a lo largo de una línea bien definida de 230 kms., que se extiende desde el poblado de Quebradas en el valle del bajo Motagua al este, hasta 10 km. cerca del poblado de Patzaj al oeste. La falla pasa a 25 km. al norte de la ciudad de Guatemala y más al oeste se oculta debido a jóvenes depósitos volcánicos, pantanos y densa vegetación tropical.”

1.3.5.2.2 Falla de Chixoy-Polochic

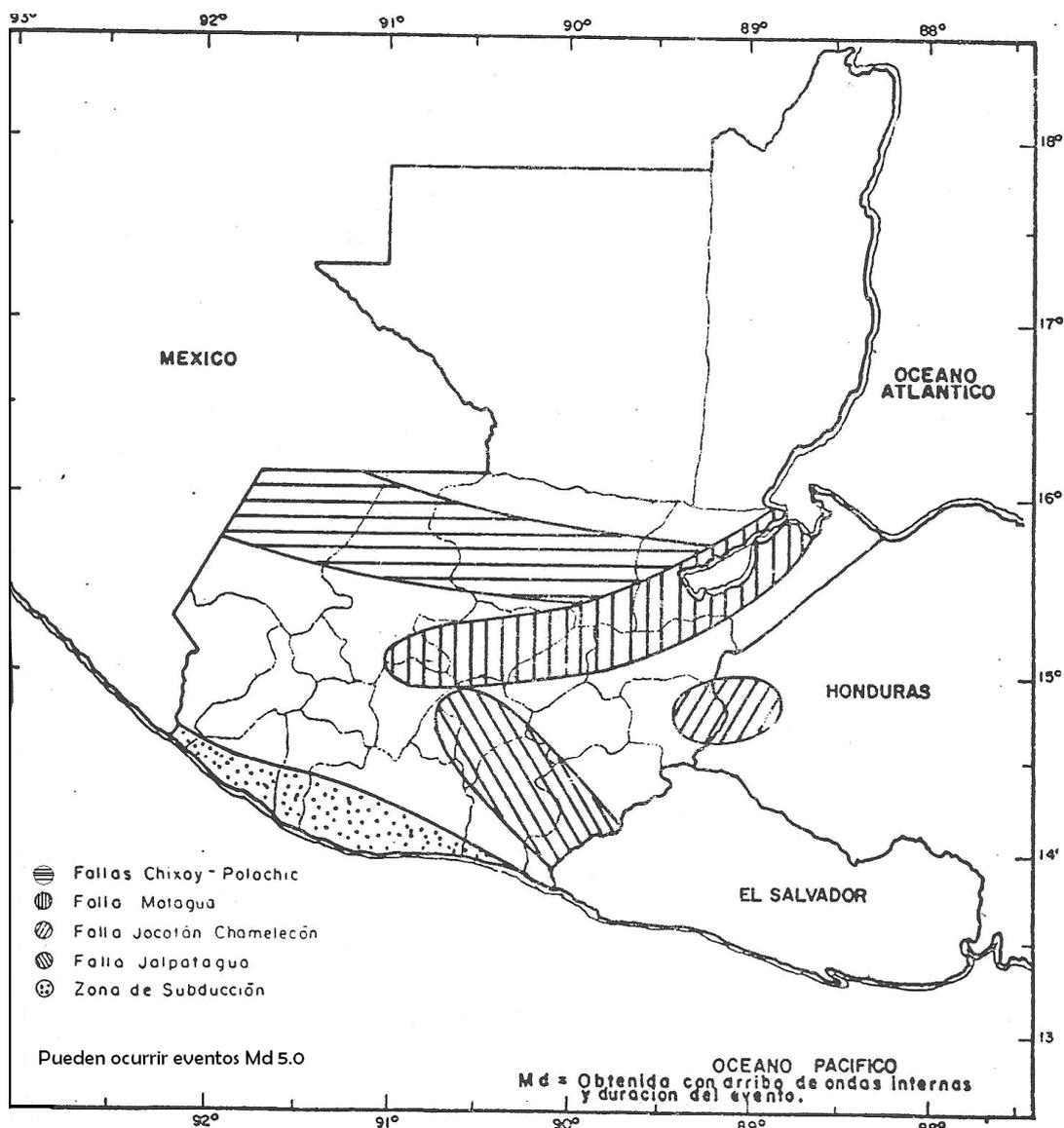
La región de falla de Chixoy-Polochic ha sido considerada de bajo riesgo sísmico debido a que terremotos destructivos no han sido detectados previamente en esta región. Se puede decir que la falla Chixoy-Polochic es actualmente una parte activa del límite de las placas del Caribe-Norteamérica capaz de producir terremotos muy grandes.

1.3.5.2.3 Fallas secundarias

La más grande “zona de falla” es la llamada falla de Mixco y ha sido rota y activada a lo largo de 21 km. de su longitud. Los movimientos en la falla de Mixco son predominantemente normales, muchos de los desplazamientos en la zona de la falla de Mixco ocurrieron durante el terremoto del 4 de febrero de 1976, pero, desplazamientos adicionales aumentaron cuando se activó la falla durante el gran post sismo del 5 de febrero.

La falla secundaria de Mixco, tiene un significativo riesgo geológico por su proximidad a las áreas urbanas... Entre las fallas secundarias también se pueden mencionar la falla de Jalpatagua, Santa Catarina Pinula, Jocotán y Chamelecón en la zona de Jocotán.

Figura 11. Zonificación de áreas de amenaza sísmica tectónica



Fuente: Mario Villagrán. **Sismología, Conceptos Fundamentales, Principales sismos del siglo XX en Guatemala. Anexo 1.**

2. REQUISITOS MÍNIMOS EN SISTEMAS DE MAMPOSTERÍA DE CONCRETO

Independientemente del sistema de mampostería a construir (reforzado o confinado), se debe tener en consideración requisitos mínimos de calidad de los materiales a utilizar para lograr una obra segura. Los siguientes requisitos mínimos, fueron tomados de las Normas Estructurales de Diseño Recomendadas para la República de Guatemala, propuestas por la AGIES NR-9:2000.

2.1 Mamposte

2.1.1 Resistencia a compresión de la mampostería

La resistencia a compresión de la mampostería, “ f'_m ”, empleada como base para el diseño de muros se podrá determinar mediante ensayos de muestras en el laboratorio. Si no se realizan pruebas experimentales podrán emplearse los valores de f'_m que, para distintos tipos de piezas y morteros, se presenta en la tabla II.

La importancia de la capacidad de compresión del mamposte radica en soportar satisfactoriamente la carga gravitacional que llega hasta éstos generados por techo y el peso propio de los blocks, además de un comportamiento adecuado al estar bajo concentraciones de esfuerzos cortantes que son inducidos en el muro debido a un sismo, los cuales son resistidos por la combinación acero - mamposte.

Tabla II. Resistencia a compresión de la mampostería de bloques de concreto

f'_p (en kg/cm ²) ^(a)	f'_m (en kg/cm ²) ^(b)		
	Mortero tipo I	Mortero tipo II	Mortero tipo III
25	15	10	10
50	35	25	20
75	65	50	40
125	90	80	70

^(a) f'_p es la resistencia a compresión de las piezas referida al área bruta.

^(b) para valores intermedios se interpolará linealmente.

Fuente: AGIES NR-9:2000.

2.1.2 Ensayo de muestras de laboratorio

Para conocer la resistencia a compresión de la mampostería para materiales provenientes de fabricantes específicos se podrán realizar ensayos de compresión no confinada en laboratorio con pilas de ensayo. A menos que se especifique lo contrario, la edad de referencia para calcular el valor de " f'_m " se deberá basar en pruebas a los 28 días.

2.1.2.1 Pilas de ensayo

"... se conformarán con un mínimo de dos unidades de mampostería colocadas una sobre otra de forma tal que sus juntas verticales coincidan en un mismo plano. Su altura mínima será de 30 cm., con una relación alto/espesor dentro del intervalo de 1.33 a 5.0; su longitud deberá ser igual a una unidad o parte de la misma, pero no menor de 10 cm".

Para el caso de unidades con agujeros se deberá incluir al menos una celda con su respectiva pared transversal adyacente.”

2.1.2.2 Resultados de los ensayos

“La resistencia a compresión de la mampostería se tomará como la resistencia promedio de las muestras de ensayo multiplicado por el factor de corrección de la relación alto espesor”. En la siguiente tabla aparecen los valores de corrección para la mampostería de concreto:

Tabla III. Factores de corrección para muestras de bloques de concreto

h/t	1.33	2.00	3.00	4.00	5.00
Factor de corrección	0.75	1.00	1.07	1.15	1.22

Fuente: AGIES NR-9:2000.

2.1.3 Módulo de elasticidad de la mampostería

“El módulo de elasticidad, “Em” en kg/cm², para la mampostería... se podrá estimar como una función de su resistencia a compresión, “f’_m” de acuerdo con la ecuación 2.2”.

$$E_m = 750 f'_m \dots\dots\dots (Ec 2.2)$$

Fuente: AGIES NR-9:2000

2.1.4 Módulo al cortante de la mampostería

El módulo de cortante, “ E_v ” en kg/cm^2 , para la mampostería... se podrá estimar como una función de su módulo de elasticidad, “ E_m ” de acuerdo a la ecuación 2.3.

$$E_v = 0.4 E_m \dots\dots\dots (Ec.2.3)$$

2.2 Grout

2.2.1 Grout fino

Según la AGIES, “... La proporción por volumen para esta mezcla deberá ser de 1 parte de cemento y de 2.5 a 3 partes de arena con una cantidad de agua suficiente que garantice un revenimiento de 20 a 25 cm.”

2.2.2 Grout grueso

La proporción por volumen para esta mezcla deberá ser de 1 parte de cemento, 2.25 a 3 partes de arena, y de 1 a 2 partes de grava fina con una cantidad de agua suficiente que garantice un revenimiento de 20 a 25 cm.

2.2.3 Resistencia a compresión del grout

“...estará en función de la dosificación de su mezcla. Sus valores máximo y mínimo a los 28 días deberá ser de 1.5 y 1.2 veces la resistencia a compresión de la mampostería respectivamente”.

2.2.4 Módulo de elasticidad del grout

“El módulo de elasticidad del grout, “Eg” kg/cm² , se podrá estimar como una función de su resistencia a compresión, “fg”, de acuerdo con la ecuación 2.1.

$$E_g = 15100 \sqrt{f_g} \dots\dots\dots (Ec.2.1)$$

Fuente: **AGIES NR-9:2000**

2.3 Acero de refuerzo

“El acero de refuerzo que se emplee en el refuerzo vertical (mochetas), soleras o varillas colocadas en el interior del muro deberá consistir en varillas corrugadas que cumplan con la norma ASTM A703 o ASTM A615, o su equivalente COGUANOR NGO 36 011. Se admitirá el uso de barras lisas o varillas de alta resistencia únicamente en algunos estribos y dispositivos de amarre”.

En la norma COGUANOR NGO 36 011 2005, aparecen las siguientes disposiciones:

❖ De acuerdo al acabado, las barras se clasificarán en las clases:

- a) Clase 1: Barra de acero lisa;
- b) Clase 2: Barra de acero corrugada.

- ❖ De acuerdo al límite de fluencia mínimo, las barras se clasificarán en los grados indicados:

Tabla IV. Clasificación de los grados del acero de acuerdo al límite de fluencia

Clasificación Según Sistema de Medidas	
Internacional, SI	Inglés
Grado 280	Grado 40
Grado 414	Grado 60
Grado 517	Grado 75

Fuente: **COGUANOR NGO 36 011:2005, 2ª. Revisión.**

En la sección 7.2 de la norma anterior, aparecen las características mecánicas, las cuales son:

2.3.1 Características mecánicas

2.3.1.1 Resistencia a la tensión

Las barras de acero de refuerzo para hormigón armado, deberán cumplir con los requisitos mínimos de la máxima resistencia a la tensión indicada en la tabla V.

En la norma descrita aparece la siguiente Nota 1: “Se calcula la resistencia a la tensión dividiendo la máxima carga que soporta el testigo durante la prueba de tensión, entre el área nominal de la sección transversal de la barra”, indicada en la tabla V.

Tabla V. Designación, dimensiones nominales y requisitos de las corrugaciones

No. de Designación de barra ^A	Masa nominal, kg /m (Masa nominal, lb/pie)	Dimensiones nominales ^B			Requerimientos de corrugaciones, mm (pulg.)		
		Diámetro mm (pulg.)	Área de la sección transversal mm ² (pulg. ²)	Perímetro mm (pulg.)	Espaciamiento máximo promedio	Altura mínima promedio	Ancho máximo de separación sin corruga ^C (cordón de 12.5% del Perímetro nominal)
10 (3)	0.560 (0.376)	9.5 (0.375)	71 (0.11)	29.9 (1.178)	6.7 (0.262)	0.38 (0.015)	3.6 (0.143)
13 (4)	0.994 (0.668)	12.7 (0.500)	129 (0.20)	39.9 (1.571)	8.9 (0.350)	0.51 (0.020)	4.9 (0.191)
16 (5)	1.552 (1.0439)	15.9 (0.625)	199 (0.31)	49.9 (1.963)	11.1 (0.437)	0.71 (0.028)	6.1 (0.239)
19 (6)	2.235 (1.502)	19.1 (0.750)	284 (0.44)	59.8 (2.356)	13.3 (0.525)	0.97 (0.038)	7.3 (0.286)
22 (7)	3.042 (2.044)	22.2 (0.875)	387 (0.60)	69.8 (2.749)	15.5 (0.612)	1.12 (0.044)	8.5 (0.334)
25 (8)	3.973 (2.670)	25.4 (1.000)	510 (0.79)	79.8 (3.142)	17.8 (0.700)	1.27 (0.050)	9.7 (0.383)
29 (9)	5.060 (3.400)	28.7 (1.128)	645 (1.00)	90.0 (3.544)	20.1 (0.790)	1.42 (0.056)	10.9 (0.431)
32 (10)	6.404 (4.303)	32.3 (1.270)	819 (1.27)	101.3 (3.990)	22.6 (0.889)	1.63 (0.064)	12.4 (0.487)
36 (11)	7.907 (5.313)	35.8 (1.410)	1006 (1.56)	112.5 (4.430)	25.1 (0.987)	1.80 (0.071)	13.7 (0.540)
43 (14)	11.30 (7.65)	43.0 (1.693)	1452 (2.25)	135.1 (5.32)	30.1 (1.185)	2.16 (0.085)	16.5 (0.648)
57(18)	20.24 (13.60)	57.3 (2.257)	2581 (4.00)	180.1 (7.09)	40.1 (1.58)	2.59 (0.102)	21.9 (0.864)

A: los números de las barras están basados en el número aproximado de milímetros del diámetro nominal de la barra (los números de las barras están basados en los octavos de pulgada incluidos en el diámetro nominal de las barras)

B: las dimensiones nominales de una barra deformada son equivalentes a las de una barra redonda plana teniendo el mismo peso [masa] por pie [metro] que la barra deformada.

C: separación entre extremos de corrugas

Fuente: Norma ASTM A 615/ A 615M-03a tabla No.1

2.3.1.2 Límite de fluencia

Las barras de acero de refuerzo para hormigón armado, deberán cumplir con los requisitos mínimos de límite de fluencia indicados en la tabla VI.

2.3.1.3 Elongación

Las barras de acero de refuerzo para hormigón armado, deberán cumplir con los porcentajes mínimos de elongación indicados en tabla VI.

Tabla VI. Requisitos de límite de fluencia, resistencia a la tensión y elongación

	Grado 280 [40] ^A	Grado 414 [60]	Grado 517 [75] ^B
Máxima resistencia a la tensión, min, MPa (psi)	414 [60,000]	620 [90,000]	690 [100,000]
Esfuerzo de fluencia, min. MPa [psi]	280 [40,000]	414 [60,000]	517 [75,000]
Elongación en 203.2 mm [8 pulg.], min, %:			
No. de designación de barra			
10 [3]	11	9	...
13, 16 [4, 5]	12	9	...
19 [6]	12	9	7
22, 25 [7, 8]	12	8	7
29, 32, 36 [9, 10, 11]	...	7	6
43, 57 [14, 18]	...	7	6

A: barras grado 280 [40] son fabricadas únicamente en designaciones de 10 a 25 [3 a 8].

B: barras grado 517 [75] son fabricadas únicamente en designaciones de 19 a 57 [6 a 18].

Fuente: Norma ASTM A 615/ A 615M-03â tabla No.2

Fuente: **COGUANOR NGO 36 011:2005, 2ª. Revisión.**

2.3.2 Métodos de prueba

Las muestras ensayadas deben estar de conformidad a los requerimientos para propiedades de tensión descritas en la tabla VI.

Las pruebas mecánicas de tensión, doblado y elongación se llevarán a cabo empleando el equipo, aparatos y/o instrumentos adecuados, debidamente calibrados como:

- a) Máquina universal de ensayos físicos.
- b) Dispositivo para doblado
- c) Extensómetro clase C o de mayor exactitud.

2.3.2.1 Procedimiento de prueba de tensión

El esfuerzo de fluencia se puede determinar por uno de los siguientes métodos:

- a) Método de detención de la aguja indicadora o del lector digital de la máquina de prueba (Detención de la aguja cuando marca la fuerza que produce la fluencia).
- b) Cuando el acero no tenga esfuerzo de fluencia definido, la fluencia convencional se debe determinar con base en el alargamiento bajo carga, usando un diagrama esfuerzo – deformación unitaria o un extensómetro clase C... La deformación unitaria bajo carga debe ser de 0.5 % de la longitud calibrada para los grados 40, 60 y de 0.35% de la longitud calibrada, para grado 75.
- c) Además de los requisitos de tensión especificada, la relación entre la máxima resistencia a la tensión (esfuerzo máximo a la tensión) y el esfuerzo de fluencia determinados no debe ser menor de 1.25.

2.3.2.2 Procedimiento de prueba de doblado

El diámetro del mandril está indicado en la tabla VII. Las barras de acero de refuerzo para hormigón no deberán mostrar grieta en la parte exterior de la zona doblada.

La prueba de doblado se hará doblando la barra 180° alrededor de un mandril de acero, cuyo diámetro está en función del diámetro de la barra y al grado del acero; la fuerza deberá aplicarse en forma continua y uniforme. La muestra será de sección completa, recta y no doblada con anterioridad. (Para mayor información consultar norma COGUANOR NGO 36 011:2005)

Tabla VII. Prueba de doblado a 180°

No. de designación de barra	Diámetro del mandril para pruebas de doblado ^A		
	Grado 40 [280]	Grado 60 [414]	Grado 75 [517]
10, 13, 16 [3, 4, 5]	3 1/2d ^B	3 1/2d	...
19 [6]	5d	5d	5d
22, 25 [7, 8]	5d	5d	5d
29, 32, 36 [9, 10, 11]	...	7d	7d
43, 57 [14, 18] ***	...	9d	9d

^A la prueba se dobla 180° a menos que se haga otra anotación.

^Bd = diámetro nominal de la muestra.

*** En estas barras la prueba de doblado se realiza a 90°

Fuente: Norma ASTM A 615/ A 615M-03a tabla No.3

Fuente: COGUANOR NGO 36 011:2005, 2ª. Revisión.

2.4 Mortero

2.4.1 Comportamiento mecánico del mortero

Las propiedades mecánicas del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de un elemento de mampostería, son su deformabilidad y su adherencia con las piezas; de la primera propiedad dependen en gran medida las deformaciones totales del elemento de mampostería y en parte su resistencia a carga vertical; la adherencia entre el mortero y las piezas define en muchos tipos de mampostería (sobre todo en aquellos en que las piezas son muy resistentes) la resistencia por cortante del elemento.

También es importante que el mortero tenga una manejabilidad adecuada para que pueda ser colocado en capas uniformes sobre las que asienten bien las piezas, evitando así concentraciones de esfuerzos y excentricidades accidentales.

Se debe cuidar la resistencia a la compresión del mortero, la cual está ligada principalmente al control de calidad de sus materiales componentes, debido a que muchas otras propiedades, se pueden relacionar en forma indirecta con ésta resistencia, como por ejemplo la adherencia, el módulo de elasticidad y la resistencia a la tensión

2.4.2 Resistencia a compresión del mortero

“Los morteros con base a su capacidad compresiva y de adherencia se clasifican en tres tipos: I, II o III. En la tabla VIII se indica la dosificación por volumen para cada tipo de mortero, así como su resistencia característica a la compresión”.

Nota: Se recomienda verificar estas dosificaciones en textos de ensayos de morteros.

Tabla VIII. Resistencia a compresión del mortero

Tipo de mortero	Proporción Volumétrica			Resistencia a la Compresión (kg/cm ²)
	Cemento	Cal	Arena	
I	1.00	-	no menos de 2.25 y no más de 3 veces la suma de los volúmenes de cemento y cal usados.	175
II	1.00	de 0.25 a 0.50		125
III	1.00	de 0.50 a 1.25		50

Fuente: **AGIES NR-9:2000.**

2.5 Cuantías mínimas

Tomado del UBC (1997), capítulo 2106.1.12.4 Disposiciones especiales para las Zonas Sísmicas 3 y 4.

“1. Amarras de refuerzo de columnas. Espaciamiento de las amarras (estribos) no debe exceder de 20 cm. (8 in)”.

“2. Muros de corte. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder la mitad de la longitud del elemento, ni la mitad de la altura del elemento o una distancia de 1.22 m (48 in)”

“2.3 Refuerzo de muros. Todos los muros deben reforzarse con refuerzo vertical y horizontal. La suma de las áreas correspondientes al refuerzo horizontal y vertical debe ser como mínimo 0.002 veces el área bruta de la sección transversal del muro, y el área mínima del refuerzo en cualquiera de las dos direcciones no debe ser menor de 0.0007 veces el área bruta de la sección transversal del muro... El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de 1.22 m (4 ft). El diámetro del refuerzo no debe ser menor de 9.5 mm (3/8 in), con excepción del refuerzo para las juntas, el cual debe considerarse como parte o como la totalidad de los requisitos de refuerzo mínimo. El refuerzo debe ser continuo alrededor de las esquinas de los muros y a través de las intersecciones. Únicamente el refuerzo continuo en el muro o en el elemento debe incluirse el cálculo del área mínima del refuerzo. El refuerzo con empalmes que cumple con la Sección 2107.2.2.6 debe considerarse como refuerzo continuo”.

2.6 Requisitos mínimos en Sistema Reforzado Interiormente

Requisitos mínimos recomendados por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) en su sección NR-9:2000, las cuales también aparecen como requisitos mínimos en las Normas de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA):

2.6.1 Recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la varilla y se deberá llenar a todo lo largo con grout. La distancia libre mínima entre una varilla de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la varilla, la que resulte mayor.

2.6.2 Número de barras por celda

En muros de 14 cm. de espesor o menos, solo podrá colocarse una varilla en una misma celda, para varillas No. 4 o mayores, y el diámetro máximo de la varilla será el No. 8 (250 mm). En ningún caso se podrán colocar más de dos varillas por celda.

2.6.3 Porcentaje de refuerzo en muros

La suma del porcentaje de refuerzo horizontal, ρ_h , y vertical, ρ_v , no deberá ser menor que **0.002** y ninguna de los dos porcentajes deberá ser menor que **0.0007**.

El porcentaje de refuerzo horizontal se calculará como $\rho_h = A_{sh}/st$, donde A_{sh} es le área de refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s ; $\rho_v = A_{sv}/tL$, en que A_{sv} es el área total del refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro.

2.6.4 Requisitos para el refuerzo vertical

El diámetro mínimo para refuerzo vertical será No. 3. Las varillas del refuerzo vertical deberán principiar en la cimentación y terminar en la solera superior, debidamente ancladas a ella.

2.6.5 Tipos de refuerzo vertical

En la siguiente tabla se especifican tres tipos de refuerzo mínimo vertical. El refuerzo Tipo A deberá contar con eslabones No. 2 con gancho a 180° a cada 20 cm.

Tabla IX. Refuerzo mínimo vertical

Tipo A	Tipo B	Tipo C
4 No. 3	2 No. 3	1 No. 3

Fuente: AGIES NR-9:2000.

2.6.6 Separación del refuerzo vertical

Las separaciones máximas a que podrán estar los refuerzos mínimos verticales entre sí, de acuerdo al material de los muros, se indican en la tabla X.

En esquinas, intersecciones de muros y en ambos extremos de un muro aislado, se deberá colocar refuerzo Tipo A, aunque quede a menor distancia que la estipulada en dicho cuadro.

En el caso de los extremos de un muro aislado, las cuatro varillas de que consta el refuerzo Tipo A deberán ubicarse consecutivamente en los últimos cuatro agujeros de cada extremo del muro. Los laterales de los vanos de las puertas y ventanas, deberán rematarse por lo menos con refuerzos Tipo B.

Tabla X. Separación máxima del refuerzo vertical

Material del muro	Ancho (cm)	Distancia entre refuerzos Tipo A (m)	Distancia entre refuerzo Tipo A y refuerzo Tipo B (m)	Distancia entre refuerzo Tipo A y refuerzo Tipo C (m)	Distancia entre refuerzo Tipo B y refuerzo Tipo C (m)	Distancia entre refuerzos Tipo C (m)
Ladrillo tubular	23	5.00	2.50	1.00 ^(a)	1.00 ^(a)	1.00 ^(a)
bloques de arcilla cocida	14	4.00	2.00	0.80	0.80	0.80
	11	3.00	1.75	0.75	0.75	0.75
Bloques de concreto	15	4.00	2.00	0.80	0.80	0.80

^(a) En este caso el refuerzo Tipo C es un par de varillas No. 3

Fuente: AGIES NR-9:2000.

2.6.7 Refuerzo en la intersección de muros

Para la distribución de las varillas en refuerzos Tipo A, en el caso de intersección de muros y esquinas se deberá colocar una varilla por cada pared que llegue a la misma. Si se trata de una intersección en esquina, forma de L, deberá contener dos varillas de las cuatro que forman el refuerzo Tipo A en el agujero común, las otras dos restantes se localizarán a continuación de dicho agujero.

Con relación a la intersección de un muro con otro, forma de T, las cuatro varillas del refuerzo Tipo A se distribuirán en cada uno de los agujeros que conforman la T.

2.6.8 Espaciamiento del refuerzo

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que 200 cm, centro a centro entre refuerzos Tipo A.

Para los restantes tipos de refuerzos verticales, la distancia máxima entre ellos, medida centro a centro, no deberá exceder a 70 cm. El espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá ser mayor que 80 cm.

2.6.9 Refuerzo horizontal

Se deberá colocar refuerzo horizontal en la parte superior del cimientto corrido, en las partes superior e inferior en todas las aberturas en los muro, a la mitad del muro, a la altura de la losa de techo. Este refuerzo deberá ser continuo.

2.6.10 Refuerzo vertical

Se deberá colocar por lo menos dos varillas No. 3 en todos los bordes de todas las aberturas que tengan más de 60 cm en cualquier dirección. Este refuerzo se deberá continuar una longitud de desarrollo, pero no menos de 60 cm, más allá del borde de la abertura. La cantidad de varillas que se requieran como consecuencia de la aplicación de este inciso, deberán colocarse además de las que se requieran por refuerzo mínimo.

2.7 Requisitos mínimos en Sistema Confinado

2.7.1 Requisitos para el refuerzo horizontal

Todo muro de carga o de corte deberá llevar refuerzos horizontales de acero ligados a todas las piezas de mampostería por medio de concreto.

2.7.2 Dimensiones mínimas de las soleras

El ancho mínimo de las soleras de los muros estructurales deberá ser el espesor del muro y el área de sus sección no deberá ser menor que 200 cm^2 .

2.7.3 Sillares

Deberán ser de concreto reforzado con por lo menos 2 varilas No. 2 y eslabones No. 2 @ 20 cm, o su equivalente, debiendo anclarse adecuadamente al refuerzo vertical del borde del vano de la ventana.

2.7.4 Dinteles

Los dinteles deberán ser de concreto reforzado y se calcularán según las condiciones de cada caso.

2.7.5 Área mínima de acero

Los muros confinados de mampostería deberán reforzarse horizontalmente con un área de acero no menor que 0.0015 veces el área de su sección transversal.

2.7.6 Tipos de soleras

Para edificaciones de un nivel: solera hidrófuga, solera intermedia y solera superior o de techo. Si la altura libre del muro es mayor que 2.80 m., se deberá colocar más de una solera intermedia.

2.7.6.1 Acero de refuerzo mínimo en las soleras

En la siguiente tabla se presenta el refuerzo mínimo para cada tipo de solera.

Tabla XI. Acero de refuerzo mínimo para soleras

Tipo de solera	Refuerzo mínimo
Hidrófuga	4 No. 3; Estribos No. 2 a 20 cm
Intermedia	2 No. 3; Estribos No. 2 a 20 cm
Entrepiso	4 No. 3; Estribos No. 2 a 20 cm
Superior ^(a)	4 No. 3; Estribos No. 2 a 20 cm

^(a) Para edificaciones de un nivel cuya área de construcción no exceda de 70 m², la solera superior podrá reforzarse con 3 varillas No. 3 y estribos No. 2 a 20 cm.

Fuente: AGIES NR-9:2000.

2.7.6.2 Resistencia del concreto para soleras, sillares y dinteles

El concreto que se utilice en estos elementos de muros estructurales deberá tener una resistencia mínima a los 28 días de 176 kg/cm². y su recubrimiento no deberá ser menor de 1.5 cm.

2.7.7 Requisitos para el refuerzo vertical

Los vanos de las puertas y ventanas deben rematarse con un mínimo de 2 varillas de refuerzo vertical.

2.7.7.1 Dimensiones mínimas del refuerzo vertical

Las dimensiones mínimas aceptables de elementos de concreto para el refuerzo vertical son:

- a) En el sentido normal al muro: no menos que el espesor del muro

- b) En el otro sentido:
 - b.1) Refuerzos con armado de 4 varillas o más (columnas): no menos que el espesor del muro;
 - b.2) Refuerzos con armado de 2 varillas (mochetas): 10 cm

2.7.8 Área mínima de acero

Los muros confinados de mampostería deberán reforzarse verticalmente con un área de acero no menor que 0.0007 veces el área de su sección transversal.

2.7.9 Tipos de refuerzo vertical

El refuerzo Tipo B está indicado únicamente en los vanos de puertas y ventanas. El refuerzo mínimo para edificaciones de 1 nivel se muestra en la tabla XII. La separación de los estribos, tanto para los refuerzos Tipo A y Tipo B, no excederá de 1.5 veces la menor dimensión del refuerzo vertical ni de 20 cm.

Tabla XII. Refuerzo vertical mínimo para edificaciones de un nivel

No. del nivel	Refuerzo vertical mínimo	
	Tipo A	Tipo B
1º. Nivel	4 No. 3	2 No. 3

Fuente: **AGIES NR-9:2000.**

2.7.9.1 Separación entre refuerzos verticales

La separación máxima permitida entre refuerzos verticales con refuerzo mínimo se especifica en la tabla XIII. Se deberá colocar refuerzo vertical Tipo A en los extremos de los muros.

Tabla XIII. Separación máxima entre refuerzos vertical con refuerzo mínimo

Material del muro	Ancho (cm)	Distancia entre refuerzos Tipo A (m)	Distancia entre refuerzo Tipo A y refuerzo Tipo B (m)
Ladrillo tubular y bloques de arcilla cocida	23	5.00	2.50
	20	5.00	2.50
	14	4.00	2.00
	11	3.00	1.50
Ladrillo tayuyo o perforado	23	5.00	2.50
	14	5.00	2.00
	11	4.00	2.00
Bloques de concreto	15	4.00	2.00

Fuente: **AGIES NR-9:2000.**

2.7.10 Resistencia del concreto para refuerzos verticales

El $f'c$ mínimo es de 176 kg/cm^2 , obtenida a los 28 días.

3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN MAMPOSTERÍA DE CONCRETO

Cuando una estructura de mampostería está sometida a movimientos sísmicos, su comportamiento dinámico es complicado ya que depende de varios factores como lo son: la resistencia, la rigidez y la ductilidad de los muros de mampostería, además, del tipo de diafragma de piso, de sus conexiones y por último de la magnitud de las cargas verticales de compresión a las que se encuentra sometida.

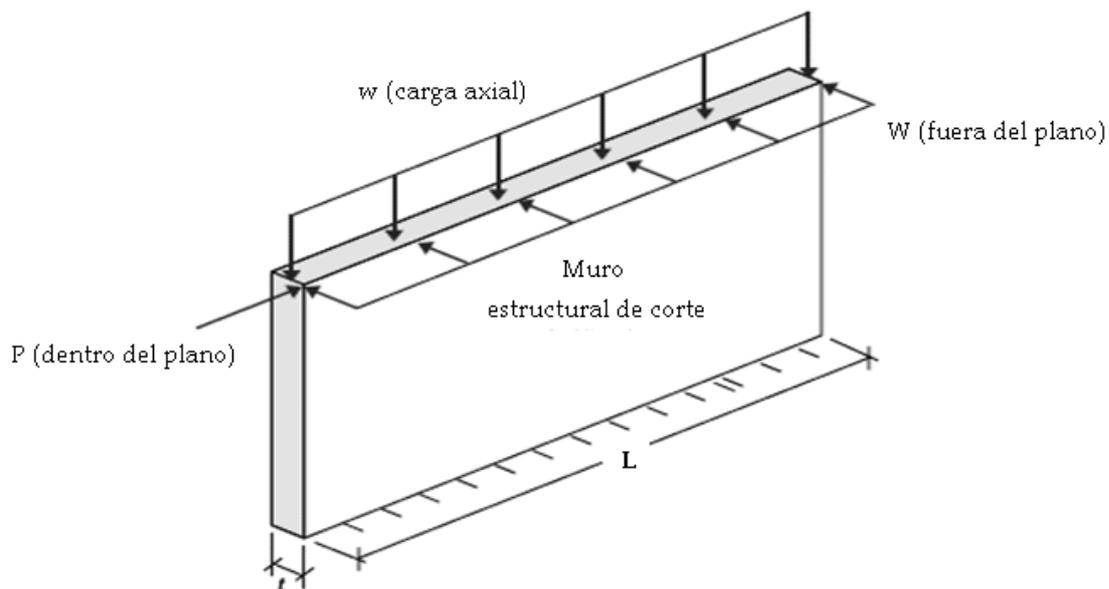
Las fallas en la mampostería son de tipo frágil y explosivos, además, hay que tener en cuenta que cada muro de mampostería en una edificación tendrá un comportamiento dinámico distinto, esto debido a los materiales, a la mano de obra y al estado de esfuerzos verticales bajo los cuales se encuentra trabajando.

Al diseñar estructuras de mampostería se debe tener en consideración que va estar sometida a las siguientes solicitaciones:

1. Carga axial o vertical, debida al peso propio de la estructura.
2. Fuerzas cortantes y momentos flexionantes, debidas a las fuerzas inducidas por un sismo.
3. Empujes normales al plano del muro, causados por viento, agua o tierra.

Las fuerzas actuantes en un muro, son dentro y fuera del plano, como se observa en la siguiente figura:

Figura 12. Fuerzas actuantes en un muro



En una estructura de mampostería, cuando se da un sismo se pueden presentar fallas fuera y dentro del plano. Las primeras son muy comunes en las estructuras de mampostería no reforzada o mal confinada, aún para movimientos sísmicos de magnitud moderada, la falla fuera del plano, es explosiva y pone en peligro la capacidad resistente de la mampostería ante cargas gravitatorias, por lo que se daría un colapso total de la edificación.

Las fallas en el plano pueden ser producto de esfuerzos excesivos de cortante o de flexión. Este tipo de falla depende de la relación longitud / altura y si $L / h < 1$ la falla es producida por flexión, para demás valores la falla es producida por cortante.

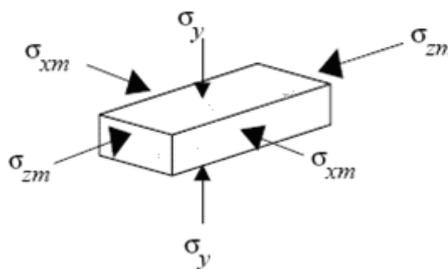
A continuación se describen los tipos de fallas más comunes presentadas en la mampostería:

❖ Falla ante carga axial

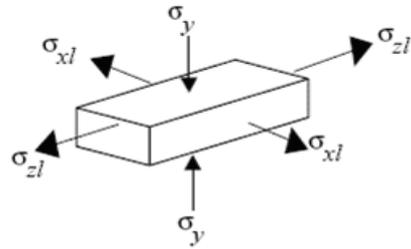
El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen en buena medida de la interacción que se tiene entre block-mortero. Debido a que las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes, al ser sometidos a un mismo esfuerzo se produce una interacción entre ambos en el cual los bloques restringen las deformaciones transversales del mortero induciendo en éste, esfuerzos de compresión en el plano transversal Fig. a) y en los bloques se inducen esfuerzos de tensión que disminuyen su resistencia Fig. b).

Generalmente este tipo de falla es muy inusual, pero puede ser causada por piezas de mala calidad o porque éstas han perdido capacidad de carga debido al intemperismo al que se ven sometidos los bloques de concreto.

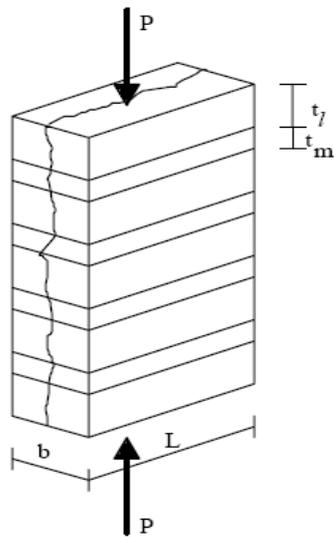
Figura 13. Mecánica típica de falla de la mampostería a la compresión



a) Esfuerzos actuantes en el mortero



b) Esfuerzos actuantes en el block



Falla típica por tracción lateral

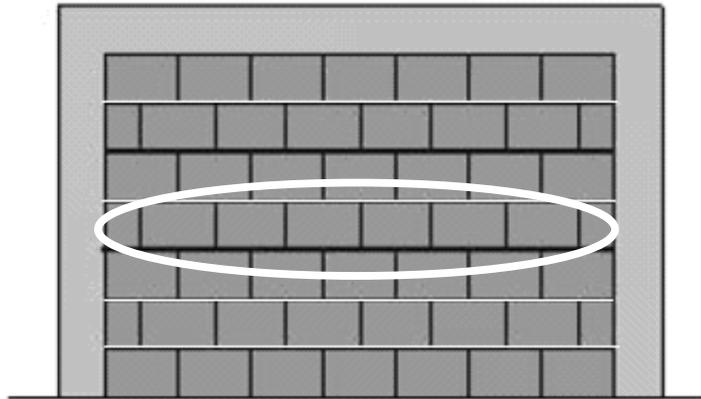
Fuente: Sánchez y de la Torre. **Sistemas Constructivos para Vivienda de Mampostería.**



❖ Falla por flexión

Se produce cuando la mampostería alcanza el esfuerzo máximo resistente a tensión. Es grave cuando no existe en la mampostería acero de refuerzo, ya que éste toma los esfuerzos de tensión. Se identifica mediante grietas horizontales en los extremos de los muros, que se van haciendo más grandes en la parte inferior.

Figura 14. Falla por flexión



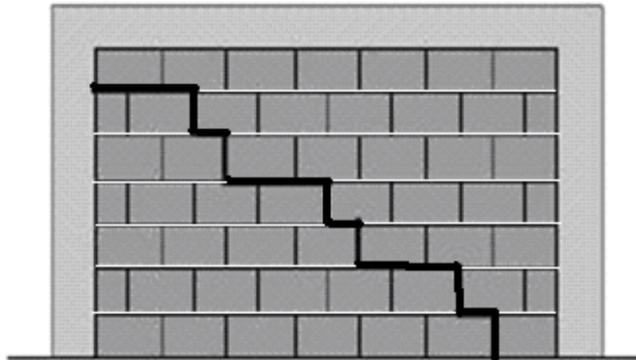
Fuente: http://triton.uniandes.edu.co:5050/dspace/bitstream/1992/688/1/MI_ICYA_2004_005



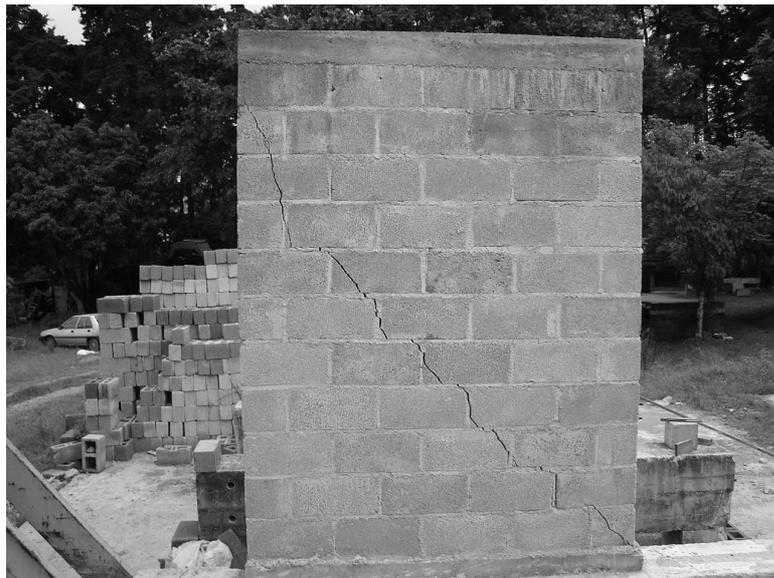
❖ **Falla por cortante:**

Se pueden identificar dos tipos: Primero: falla por cortante, cuando la grieta es diagonal y corre casi sólo a través de las juntas de mortero. Segundo: falla por tensión diagonal, cuando la grieta es casi recta, rompiendo las piezas. La mayoría de estas fallas se deben a que no se cuida el diseño en la estructura.

Figura 15. Falla por cortante

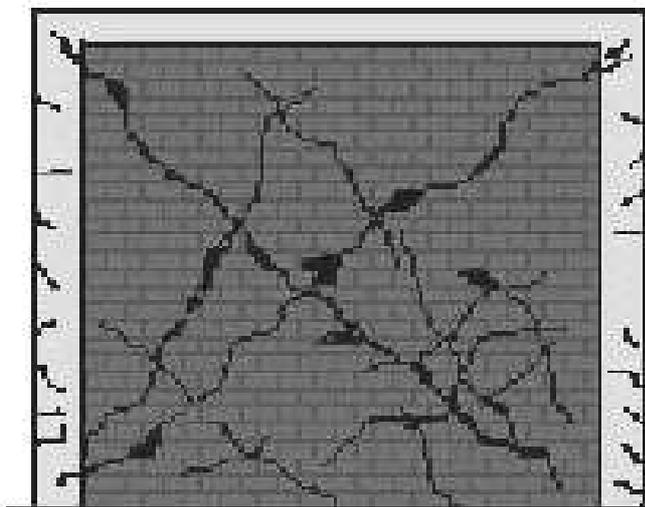


Fuente: http://triton.uniandes.edu.co:5050/dspace/bitstream/1992/688/1/MI_ICYA_2004_005



Fuente: Ensayo del CII Área de Estructuras

Figura 16. Falla por tensión diagonal



Fuente: **Propia.**

En toda estructura es preferible que la falla sea de tipo dúctil, debido a que es la menos peligrosa, ya que la pérdida de rigidez y resistencia es gradual, entonces se da la falla por flexión. La falla de tipo frágil se da cuando la mampostería presenta una pérdida de rigidez y resistencia rápida, y la falla se presenta por cortante o por tensión diagonal.

Antes del agrietamiento el muro se comporta de manera elástica lineal, es decir que la mampostería está en capacidad de absorber los esfuerzos que son inducidos en la estructura, al momento de agrietarse su comportamiento depende sólo de la cantidad y disposición del acero de refuerzo. Cuando existe poco refuerzo, el elemento tiene poca capacidad de disipar la energía y se presenta la falla frágil; pero, al tener refuerzo suficiente, el muro es capaz de soportar altos niveles de carga con grandes deformaciones.

3.1 Métodos para analizar el comportamiento estructural de las viviendas

El diseño de las viviendas de mampostería se puede realizar por los siguientes métodos:

1. Diseño por esfuerzos de trabajo
2. Diseño por resistencia en mampostería
3. Diseño empírico de mampostería

Diseño por esfuerzos de trabajo en mampostería

Suposiciones de diseño, según el Código Uniforme de la Edificación (1997.21-17)

1. Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la misma.
2. El esfuerzo es proporcional a la deformación, el cual es proporcional a la distancia desde el eje neutro.
3. El módulo de elasticidad es constante a través del miembro.

4. Los elementos de mampostería se combinan para formar un miembro homogéneo.
5. La mampostería no sostiene esfuerzos a la tensión.
6. El largo del elemento es grande comparado con su profundidad.
7. El elemento estructural es recto y de sección transversal uniforme.
8. La tensión en el acero es homogénea alrededor del centro de gravedad de las varillas.
9. Los momentos y las fuerzas, externos e internos, están en equilibrio.

Diseño por flexión

Una pared que está sujeta a un momento de flexión, es decir un muro de contención en voladizo, pondrá a la mampostería en compresión y al acero en tensión.

El diseño por flexión para mampostería reforzada ha sido básicamente un supuesto de todas las propiedades y requerimiento. Su verificación es necesaria para asegurarse que estos supuestos están dentro de límites satisfactorios. Este método de prueba y error, podría requerir varias pruebas antes que sea alcanzado un diseño satisfactorio.

Diseño universal por flexión elástica, tomado del libro Reinforced Masonry Engineering Handbook. de James Amrhein, donde describen un método para acomodar a cualquier módulo de elasticidad, cualquier relación

modular, cualquier esfuerzo en la mampostería en el acero, y proporciona un método para diseñar un sistema sin muchos supuestos.

❖ Coeficientes de diseño:

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np \quad (7-33)$$

ó

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_b}} \quad (7-34)$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (7-35)$$

Los elementos de sección rectangular sometidos a flexión se deben diseñar de conformidad con las fórmulas siguientes:

❖ Esfuerzo a la compresión en la mampostería:

$$f_b = \frac{M}{bd^2} \left(\frac{2}{jk} \right) \quad (7-31)$$

❖ Esfuerzo a la tensión en el refuerzo longitudinal:

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} \quad (7-32)$$

Donde:

$$n = \frac{E_s}{E_m}, \quad E_m = 750 \text{ f'm}$$

$$A_s = \rho b d$$

Diseño por resistencia en mampostería

Suposiciones de diseño, aplicadas por el UBC (1997,21-24):

1. La mampostería no sostiene ningún esfuerzo a la tensión mayor que el módulo de ruptura.
2. El refuerzo está totalmente rodeado por material de mampostería y se une a éste para trabajar en forma conjunta como un material homogéneo.
3. La resistencia nominal de las secciones transversales de muros de mampostería simplemente reforzados para una carga combinada flexionante y axial se debe basar en las condiciones correspondientes de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones. Las deformaciones del refuerzo y los muros de mampostería deben suponerse directamente proporcionales a la distancia con respecto al eje neutro.

La convención internacional para asignar los esfuerzos permisibles es a través de la letra mayúscula, los cuales son:

Donde:

F_a = Esfuerzo de compresión axial aplicado en el centroide del elemento.

F_b = Esfuerzo de compresión por flexión debido al momento.

F_v = Esfuerzo de corte permitido en la mampostería

Estos esfuerzos permisibles (F_a , F_b , F_v), son incrementados en 1.33 por la acción del sismo o viento.

Cuando hay supervisión constante, es decir ensayos continuos para corroborar la calidad de los elementos utilizados en la construcción, los esfuerzos permisibles se permiten aumentar. Ej.:

$$F_a = [0.2 f'_m (1 - (H / 42 t)^3)]$$

$$F_b = 1/3 f'_m \leq 2000 \text{ psi}$$

$$F_v = 3 \sqrt{f'_m} \quad \text{Con refuerzo}$$

$$F_v = 1 \sqrt{f'_m} \quad \text{Sin refuerzo}$$

Si en la construcción no hay supervisión constante, los esfuerzos permisibles deben ser reducidos a la mitad:

$$F_a = 0.5 [0.2 * f'_m (1 - (H / 42 t)^3)]$$

$$F_b = \frac{1}{2} (1/3 * f'_m) \quad 2000 \text{ psi}$$

Esfuerzos actuantes

f_a = Esfuerzo axial a compresión, debido a cargas

$$f_a = \frac{w}{t}$$

f_b = Esfuerzo de flexión en la fibra extrema debido a momento

actuante:

$$f_b = \frac{L * M}{2 * I} = \frac{6 M}{t * L^2}$$

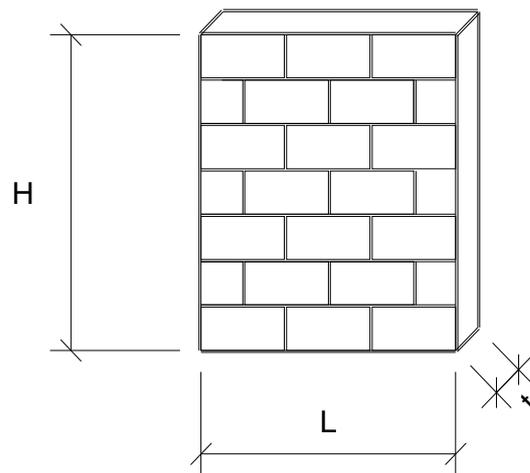
f_v = Esfuerzo de corte actuante debido a cargas de diseño

$$f_v = \frac{1.5 * M}{t * L}$$

Nota: El valor 1.5 es por sismo, y el valor del momento (M) es:

$$M \left\{ \begin{array}{l} \text{Momento torsionante (alto muros * Ft)} \\ + \\ \text{Momento de volteo } \left[\frac{R * M_{\text{piso}}}{\sum R} \right] \end{array} \right.$$

Donde:



Diseño empírico de mampostería

El diseño de estructuras de mampostería que utilizan el diseño empírico, se ubican en las zonas sísmicas 0 y 1, la velocidad del viento básica es menor de 80 millas por hora, por lo que no se hará la descripción en el presente trabajo de graduación, debido a que el país está clasificado como zona sísmica 4 (con excepción de Petén), por lo tanto, las construcciones deben ser estrictamente sismorresistentes.

3.2 Criterios para diseño estructural en mampostería

3.2.1 Centro de rigidez (CR)

Para la determinación del centro de rigidez en el sistema se analizan los elementos verticales de la construcción, por lo que se calcula la rigidez de los muros que integran el sistema y la distancia de su eje geométrico a un eje de referencia propuesto. Para el cálculo de la rigidez de los muros se utiliza la ecuación:

$$K = \frac{I}{L}$$
$$I = \frac{1}{12} BL^3$$

Donde:

K = Rigidez relativa

I = Inercia del muro

L = Altura del muro

B = Espesor del muro

$$\text{CR de muro} = \frac{\sum \text{rigidez muro} * \sum \text{centro de rigidez}}{\sum \text{rigidez muro}}$$

3.2.2 Centro de masa (CM)

Se considera el peso de cada muro y la distancia de su eje geométrico a un eje de referencia previamente establecido, el peso del techo y el centro geométrico del mismo, por último la combinación de ambos.

$$\text{CMmuro} = \frac{\sum \text{peso muro} * \text{centroide}}{\sum \text{peso muro}}$$

$$\mathbf{CM\ techo} = \frac{\text{área techo} * \text{centroide techo}}{\text{Área techo}}$$

$$\mathbf{CM\ techo-muro} = \frac{\text{peso techo} * \mathbf{CM} + \text{peso muro} * \mathbf{CM}}{\text{peso techo} + \text{peso muro}}$$

3.2.3 Cálculo de la excentricidad de configuración y excentricidad de diseño

La excentricidad de configuración es la que se genera a partir de la diferencia entre del centro de masa y el centro de rigidez, pero en códigos de construcción como el UBC, recomiendan incrementarles un porcentaje del 5 % del sentido que se está analizando, debido a errores de diseño y construcción, al ser considerado este aumento es llamada excentricidad de diseño.

$$\text{Excentricidad de configuración} = \left| \mathbf{CM} - \mathbf{CR} \right|$$

$$\text{Excentricidad de diseño} = \left| \mathbf{CM} - \mathbf{CR} \right| + 5 \% B$$

$$\text{Excentricidad máxima de diseño según código} = \mathbf{E_{máx}} = 15\% B$$

Además se debe realizar un chequeo de excentricidades en la cual:
Excentricidad de diseño < Excentricidad máxima de diseño según código:

$$\mathbf{E_d} < \mathbf{E_{máx}}$$

Donde:

- CM = Centro de masa
- CR = Centro de rigidez
- B = Base del sentido considerado

3.2.4 Determinación de la carga lateral

Se debe realizar en base al UBC (1997) considerando el incremento de corte por torsión.

3.2.4.1 Cálculo del corte basal

3.2.4.1.1 Procedimientos por métodos estáticos

Para el cálculo del corte basal el UBC (1997) permite para estructuras cuya categoría de destino es 4 o 5 que no excede los 3 niveles de altura utilizar el método de diseño estático simplificado especificado en la sección 1630.2.1, el cual especifica que:

El cálculo del corte basal es determinado por:

$$V = \frac{C_v I}{RT} W \quad (30-4)$$

Pero no necesita ser mayor que:

$$V = \frac{2.5C_a I}{R} W \quad (30-5)$$

Y no menor a:

$$V = 0.11C_a IW \quad (30-6)$$

Para la zona sísmica 4 no debe ser menor a:

$$V = \frac{0.8ZN_v I}{R} W \quad (30-7)$$

Donde:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (30-8)$$

$$C_v = 0.64 N_v$$

$$C_a = 0.44 N_a$$

Del código UBC (1997) se determinan los valores necesarios para el cálculo del corte basal por el método de diseño simplificado en las tablas del capítulo 16 del volumen 2.

Factores para el cálculo:

- I = Factor de importancia, tabla 16-K
- R = Factor numérico que engloba la ductilidad y la toda la resistencia a la carga lateral de la estructura, dado en la tabla 16-N y 16-P
- Ca = Coeficiente sísmico, dado en la tabla 16-Q
- Na = Coeficiente para la determinación del factor Ca, el cual es determinado por la distancia de las fallas sísmicas, dado en la tabla 16-S
- Z = Clasificación de zonificación sísmica dada en las condiciones iniciales
- Cv = Coeficiente sísmico determinado por la zonificación sísmica y el tipo de suelo, dado en la tabla 16-R
- Nv = Factor determinado por la distancia a fallas probables y tipo de fuente sísmica (determinada en las condiciones iniciales)
- T = Periodo fundamental propio de la estructura
- Ct = Factor determinado por el tipo de sistema estructural
- hn = Altura de la base al nivel en consideración
- W = Peso total del la estructura más el 25% de la carga viva

3.2.4.1.2 Determinación de la carga lateral por muro

El cortante V debe ser distribuido en los elementos resistentes a cargas laterales del piso en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del diafragma horizontal.

$$V_i = \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} V_x$$

3.2.4.2 Cálculo del incremento de carga por torsión

El diafragma horizontal se debe considerar rígido, para que pueda cumplir su función de hacer trabajar como un conjunto el sistema estructural y de esa forma considerar los incrementos del esfuerzo cortante que resulta de la torsión horizontal. La distribución de la carga a los soportes es proporcional a sus rigideces relativas e independiente del área tributaria soportada.

3.2.4.2.1 Cálculo del momento torsionante (T)

El objeto de realizar una estructura lo más simétrica posible, es que el centro de rigidez y el centro de masa tengan la menor excentricidad entre ambos, ya que en torno al primero la estructura tiende a rotar cuando está sujeta fuerzas de torsión. Cuando ocurre un sismo, la fuerza generada actúa en el centro de masa de la estructura y el momento torsor es el producto de la fuerza sísmica por la excentricidad del centro de masa con respecto al centro de rigidez.

Como la dirección del sismo no es conocida, se realizan suposiciones de que el 100% del sismo afectará directamente el eje “x” o en el eje “y”, el valor final a utilizar es el que resulte mayor de las consideraciones:

$$\begin{aligned} &\pm 100\% F_x e_y \pm 30\% F_y e_x \\ &\pm 100\% F_y e_x \pm 30\% F_x e_y \end{aligned}$$

3.2.4.2.2 Determinación de la distancia al centro de rigidez (d_i)

La distancia al centro de rigidez es la distancia que existe entre el centro de rigidez del sistema (CR) y el centro de rigidez de cada muro (CG_i), el cual está ubicado en el centro geométrico de cada muro:

$$d_i = CG_i - CR$$

3.2.4.2.3 Cálculo del momento de inercia polar (J)

El momento de inercia polar es la suma de todas las rigideces por la distancia al centro de rigidez de los muros que resisten la fuerza lateral;

$$J = \sum_{i=1}^n d_i^2 k_i$$

3.2.4.2.4 Determinación de la carga por torsión por muro (ΔV)

El cálculo del incremento de corte se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta V = \frac{Td_i K_i}{J}$$

3.2.4.3 Determinación de la carga por sismo total

La carga total por sismo es determinada por la suma entre la carga lateral (V_x) y el incremento de carga por torsión (ΔV)

$$V_T = V_x + \Delta V$$

3.2.5 Cálculo del refuerzo por muro

La estabilidad de una estructura de mampostería se ve afectada cuando existen fuerzas dinámicas horizontales que inducen cargas de tensión y momentos flectores en los elementos componentes, y debido a que la mampostería trabaja principalmente a compresión, se debe utilizar refuerzo a lo largo del muro para que éste proporcione la falta de resistencia de la mampostería para soportar estos esfuerzos.

3.2.5.1 Cálculo del refuerzo horizontal

El refuerzo horizontal tiene la función de resistir las fuerzas de corte que llegan al elemento al estar sometido a fuerzas laterales; el refuerzo horizontal, se pueden colocar en las denominadas soleras, que son las vigas de amarre de todo el contorno del muro. El cálculo del mismo se realiza en base al momento actuante que llega al muro.

3.2.5.1.1 Cálculo del momento actuante

El momento actuante es el producto de la carga de sismo por la altura del muro.

$$M = V_i h$$

3.2.5.1.2 Cálculo del factor k

El factor de k , es utilizado para calcular el área a compresión equivalente de la mampostería; factor determinado según del UBC (1997), sección 2107.2.15:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_b}} \quad (7-34)$$

$$\left. \begin{aligned} F_s &= \frac{1}{2} * f_y \quad (7-29) \\ F_b &= \frac{1}{3} * f'_m \quad (7-15) \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{multiplicar por } \frac{1}{2} \text{ si no se realizan} \\ \text{pruebas de inspeccion según UBC 2107.1.2} \end{array}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m}$$

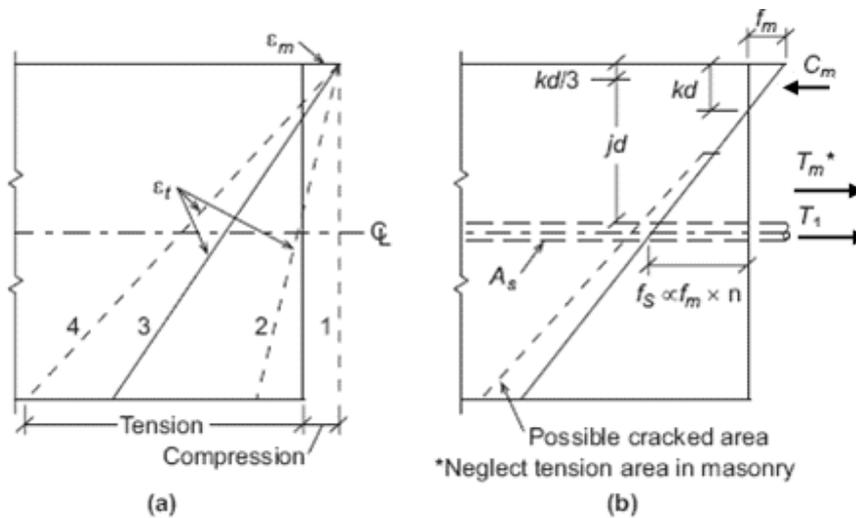
Donde:

- F_s = Esfuerzo admisible del acero (< 30,000 psi según sección 2107.2.11 inciso 1.2, UBC (1997)).
- F_b = Factor de esfuerzo asumido de la mampostería para que este trabajando en una zona de esfuerzo admisible según sección 2107.2.6 del UBC 97.
- n = Relación modular entre el modulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad de la mampostería.
- E_s = Módulo de elasticidad del acero $2.03E6 \text{ kg./cm}^2$ según sección 2106.2.12.2 ecuación (6 – 5) del UBC (1997).
- E_m = Módulo de elasticidad del mamposte $750 * f'_m$ según sección 2106.2.12.1 ecuación (6 – 4) del UBC (1997).

3.2.5.1.3 Cálculo de j

Es la distancia del centro de fuerzas a compresión al centro de fuerzas a tensión, para una distancia d, la cual se utiliza para el cálculo del momento interno en el muro.

Figura 17. Graficación del valor j



Para el cálculo de j se utilizará la ecuación de la sección 2107.2.15 del UBC (1997):

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (7-35)$$

3.2.5.1.4 Determinación de la cuantía por muro

Encontrando la cuantía, se puede determinar el área de acero que requiere el muro para trabajar bajo las sollicitaciones de tensión y flexión el sistema, además de verificar que la misma se encuentra dentro de los límites mínimos permitidos.

Para el cálculo de la cuantía el UBC (1997) utiliza la ecuación (7 – 32), sección 2107.2.15.

$$\rho = \frac{M}{f_s J b d^2} \quad (7 - 32)$$

3.3 Comparación con normas FHA

Nota: la comparación de los resultados, se realizará en el siguiente capítulo, ya que en base a los cálculos obtenidos en el análisis estructural de las viviendas tipo reforzada interiormente y confinada, se hará la evaluación comparativa entre los requisitos de las normas FHA y los resultados obtenidos.

3.4. Recomendaciones de diseño y construcción:

Si se dieran problemas en las construcciones de mampostería, se debería hacer una evaluación para determinar deficiencias constructivas, antes de creer que la mampostería tuvo un mal comportamiento. Para lograr una construcción lo más segura posible, se puede tener en consideración las siguientes sugerencias:

- ❖ Uso de plantas sencillas, sin una relación largo/ancho excesiva (plantas alargadas), para reducir la posibilidad de que el movimiento de un extremo sea diferente al del otro extremo.
- ❖ Se debe buscar simetría en planta, evitando una configuración en forma de +, L, T, C, H o triangulares, a fin de reducir los efectos de torsión.
- ❖ Evitar la concentración de aberturas en una dirección ya que se reduce el área efectiva de la sección transversal total de muros que resisten las fuerzas laterales en esta dirección.
- ❖ Evitar aberturas muy próximas entre sí ya que entre ellas generan muros esbeltos y propiciará una disminución de sus resistencias a la flexión y al cortante, siendo característico el que la flexión controle sus deflexiones y resistencias; por lo que en estos casos se debe contar con el acero de refuerzo interior adecuado, o bien contar con elementos de confinamiento.
- ❖ Cuando se trabaja con el sistema confinado, se debe colocar mochetas y soleras en la periferia de todas las aberturas, ya que proporcionarán cierta ductilidad a los muros y participan en la resistencia a flexocompresión en el plano del muro.

- ❖ Anclar debidamente las soleras a las columnas, para que el sistema confinado trabaje como un conjunto; el marco debe estar armado y fundido adecuadamente, con el fin de lograr el amarre suficiente cuando se deflecten por las fuerzas del sismo que lleguen hasta él.
- ❖ Amarrar adecuadamente el piso y el techo a las paredes, ya que ambos cumplen el papel de diafragma, haciendo que todo el sistema trabaje como un conjunto.
- ❖ No se debe modificar y/o romper los muros para incluir los servicios (teléfono, agua, luz eléctrica) ya que se debilitan inconvenientemente su función estructural. Además en el medio, la práctica inadecuada de ampliaciones en las viviendas, que incluyen romper muros para ventanas y puertas, sin reforzar adecuadamente, con lo cual solo se generan excentricidades indeseables que afectan gravemente la estructura a la hora de un sismo.
- ❖ Utilizar materiales de calidad, ya que tanto el acero, el concreto y los mampostes tienen que ofrecer una resistencia adecuada para soportar los esfuerzos que genera el sismo.
- ❖ El agua a utilizar para la elaboración del concreto y el mortero, no debe estar contaminada, ya que afecta directamente la calidad de los mismos, reduciendo en algunos casos significativamente la resistencia esperada.
- ❖ Cuando se construye con block expuesto, y el techo queda sin canaletas que conduzcan el agua de lluvia, es necesario repellar por lo menos $\frac{1}{4}$ de la pared desde piso a techo ya que de lo contrario hay problemas de humedad que dañan y manchan las primeras hiladas.

- ❖ Hay que tener en cuenta la disposición adecuada de las aguas de lluvia que escurren por el techo, ya que se debe evitar charcos que conlleven a la proliferación de vectores.

Recomendaciones para la elaboración y utilización del mortero:

- ❖ El mortero se debe realizar con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable facilitando su colocación y obtener la mayor resistencia posible, ya que a menor agua > resistencia.
- ❖ Los materiales se deben mezclar en un recipiente no absorbente, con el fin de conservar la mezcla solo con el agua inicial y no aplicarle más para no afectar su resistencia.
- ❖ Si la mezcla se realiza de forma mecánica, el tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 4 min., ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones.
- ❖ Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua pero no se debe realizar más de un remezclado”.
- ❖ Los morteros a base de cemento portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 h a partir del mezclado inicial, por lo que la supervisión constante de parte del encargado de la obra, es de vital importancia, ya que los albañiles con tal de no realizar varias mezclas, desde la mañana realizan la que calculan utilizarán todo el día y a medida que se endurezca le agregan agua las veces que lo necesiten.

- ❖ Se debe proveer juntas de mortero gruesas, de manera que la succión de agua por la unidad de abajo no alcance a afectar la disponible para la de arriba, ya que de lo contrario se reduce la resistencia a la compresión de la mampostería. Para reducir la succión en el momento del asentado de la pieza se debe humedecer la unidad.

Para el almacenamiento y transporte del acero, las siguientes recomendaciones aparecen en la norma COGUANOR NGO 36 011:2005, Segunda Revisión:

- ❖ Durante el almacenamiento y transporte de las barras de acero, se debe prevenir daños tales como doblado, torcido, escamas, herrumbre, aceite, barro, y en general, cualquier daño en la superficie de las barras que afecten posteriormente la adherencia de las mismas al hormigón.
- ❖ Se recomienda agrupar varias barras y amarrarlas con amarres de seguridad, por lo menos en tres puntos, para evitar el doblado y torcido que pueden producirse al ir sueltas.
- ❖ Durante el almacenamiento del acero, con el fin de mantenerlo libre de humedad o cualquier agente contaminante que se encuentre en el suelo, es conveniente colocar las barras separadas del suelo por medio de piezas de madera o de cualquier otro material adecuado para ello, y organizarlo de modo que queden en paquetes, separados e identificados por sus diámetros y grado de resistencia.
- ❖ Cuando se el vehículo de transporte sea destapado, en época de lluvia, se recomienda proteger la carga de la intemperie, mediante lonas, papel impermeable, láminas plásticas u otros materiales que se tenga a la mano.

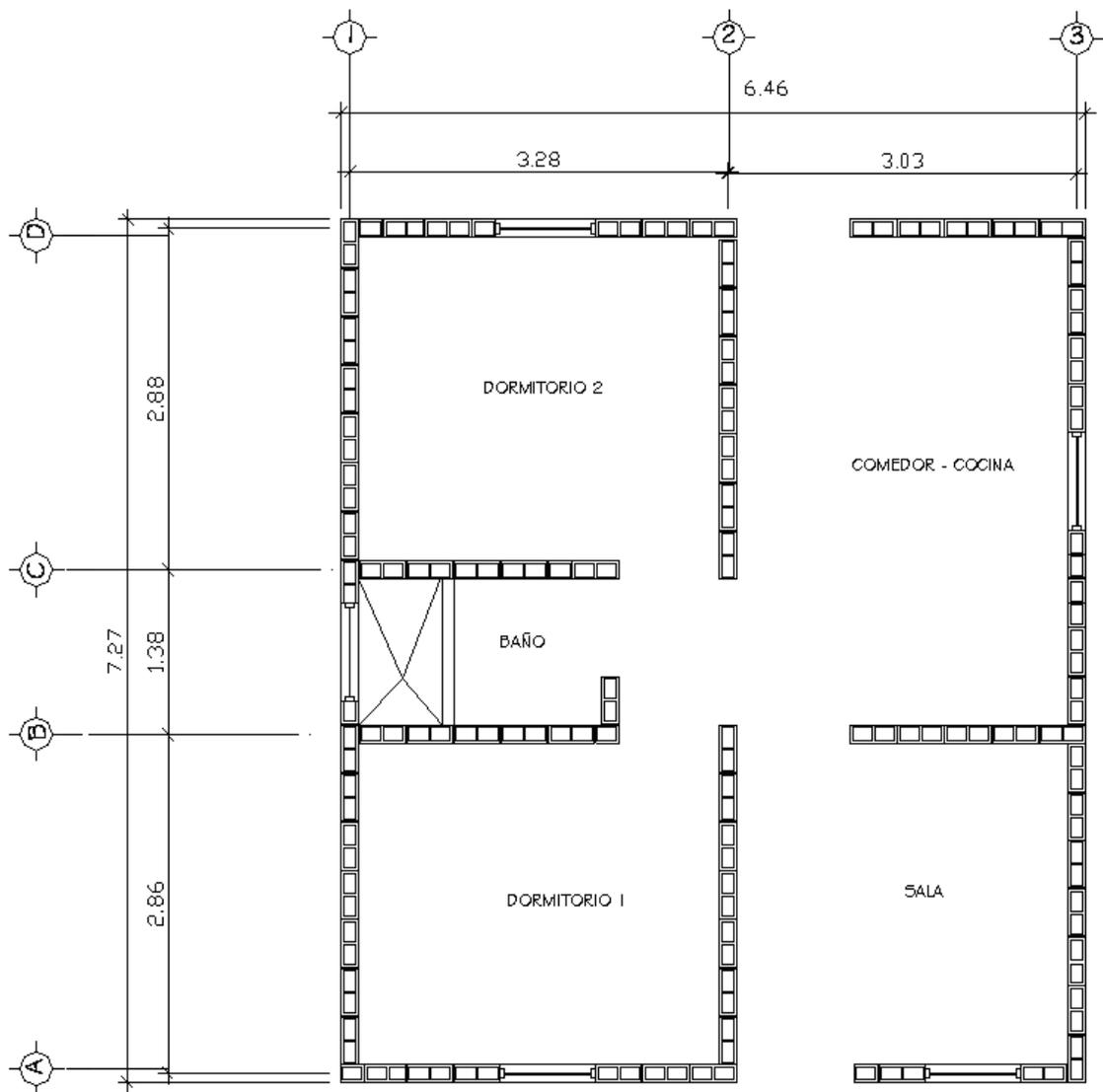
Para el manejo de los bloques de concreto, cemento y aditivos se recomienda:

- ❖ Cuando se manejan bloques individualmente, se recomienda que las pilas no superen una altura de 1.6 m y se hagan trabados en los dos sentidos horizontales para evitar su colapso.
- ❖ Los bloques se deben proteger del contacto con la humedad del suelo por medio de tarimas de madera, láminas de plástico o una cama de triturado limpio; y de la lluvia, por lo cual si el lugar de almacenamiento no está techado, las pilas de bloques se deben cubrir con láminas de plástico o carpas impermeables.
- ❖ El cemento o cal en sacos, se debe almacenar en bodegas cerradas, con techos y muros impermeables; pero en zonas húmedas se debe reforzar el cuidado cubriendo las pilas con láminas de plástico.
- ❖ Como piso provisional para almacenar cemento se recomienda una tarima de madera de mínimo 15 cm de altura, colocada sobre una cama de agregado grueso seco.
- ❖ Los sacos pueden ubicarse en pilas de hasta 10 sacos, si van a estar hasta 1 mes en la bodega; y de hasta 15 sacos si han de tardar menos, dejando una separación entre las paredes de 0.30 m como mínimo.
- ❖ El almacenamiento de los aditivos u otros productos químicos, como pigmentos, masillas, impermeabilizantes, hidrófugos, etc., se debe hacer en su empaque original, bien cerrado, en un lugar fresco y seco, bajo techo y vigilando la fecha de vencimiento.

4. EJEMPLO DE APLICACIÓN DE VIVIENDA TÍPICA

4.1 Vivienda Reforzada

Figura 18. Planta de vivienda mínima



Para la realización de los cálculos, se utilizarán los siguientes datos, basados en parámetros del UBC (1997)

Zona sísmica	=	4 (Para zonas con alta actividad sísmica)
Tipo de suelo	=	S _D (suelo rígido), según tabla 16-J del UBC (1997), pero estas condiciones varían por lo que es necesario un estudio previo de suelos.
Tipo de fuente sísmica	=	A (Para zonas con grandes magnitudes sísmicas y alto grado de actividad sísmica, UBC (1997))
Resistencia del concreto	=	210 kg/cm ²
Resistencia del acero	=	2,810 kg/cm ² (grado 40)
Resistencia de la mampostería	=	f'm = 25 kg/cm ²
Resistencia del mamposte	=	35 kg/cm ²
Altura de la vivienda (zona cálida)	=	2.73 m
Peso por unidad de longitud	=	340 kg/ml
Dimensiones del block	=	14 x 19 x 39 cm
Carga viva techo	=	75 kg/m ²
Sobrecarga techo	=	50 kg/m ²

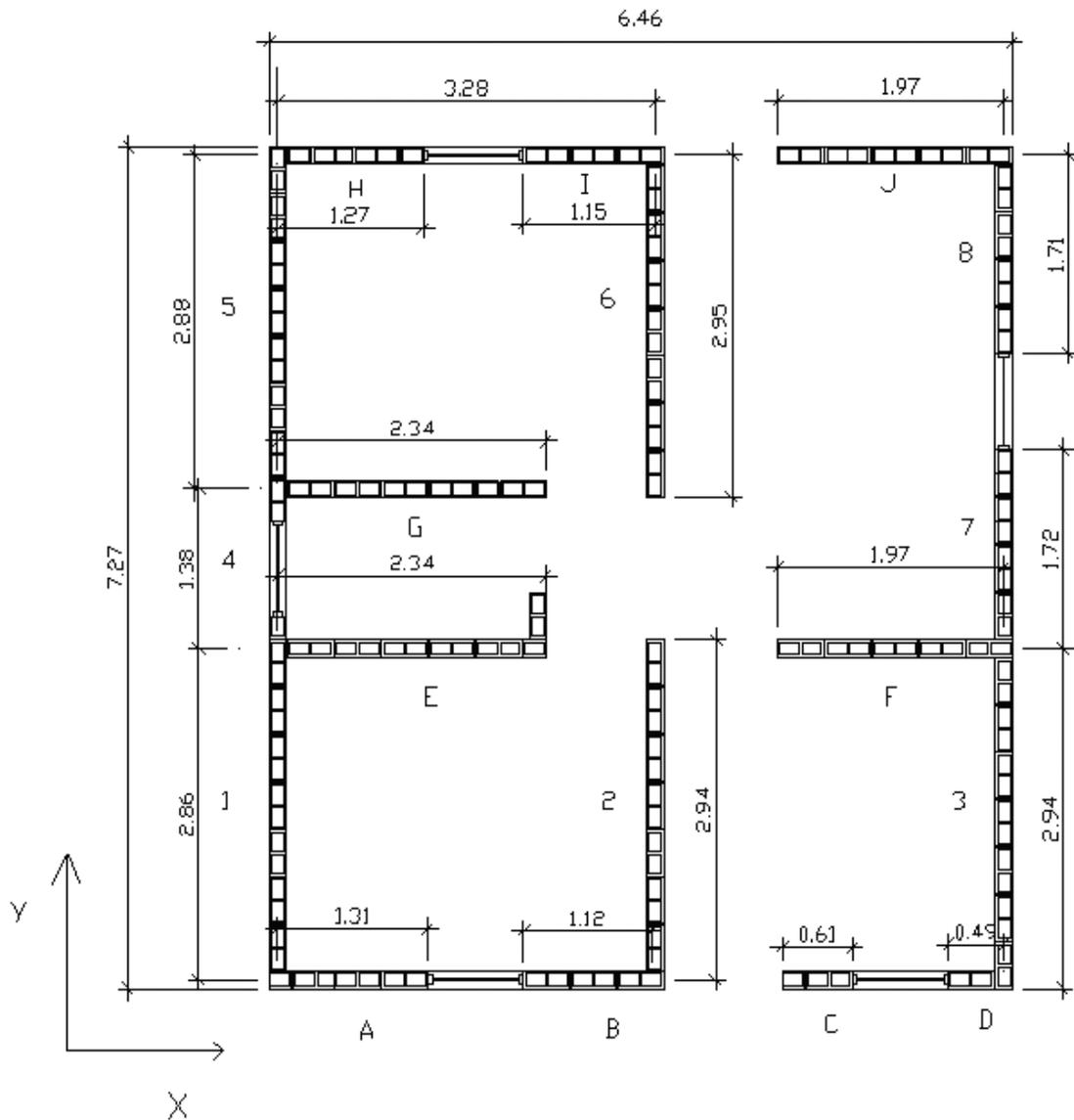
La identificación de los muros será la siguiente:

** Los muros cuyo eje de trabajo es en el sentido "X", se denotarán con literales (A, B, C, etc.)

** Forma numérica para los muros cuyo eje de trabajo es el "Y" tal como lo muestra la Fig. 19.

Nota: Todas las medidas están en metros.

Figura 19. Identificación de muros y cotas



El método a utilizar es el de Esfuerzos de permisibles, debido a que para el diseño en mampostería se deben tomar en cuenta muchas variables, desde el " f_c ", " f_y " y el valor más crítico f'_m , que depende directamente de la calidad del mamposte y el mortero a utilizar.

Información relacionada con las coordenadas y la longitud de los muros para el sistema de mampostería reforzada:

Tabla XIV. Coordenadas del centro geométrico y longitud de muros

ID MURO	COORDENADAS CENTRO GEOMETRICO		LONGITUD
	X	Y	
A	0.655	0.000	1.310
B	2.695	0.000	1.120
C	4.690	0.000	0.610
D	6.070	0.000	0.490
E	1.170	2.860	2.340
F	5.330	2.860	1.970
G	1.170	4.240	2.340
H	0.635	7.120	1.270
I	2.710	7.120	1.150
J	5.330	7.120	1.970
1	0.000	1.430	2.860
2	3.280	1.430	2.860
3	6.310	1.430	2.860
4	0.000	3.550	1.380
5	0.000	5.680	2.880
6	3.280	5.680	2.880
7	6.310	3.720	1.720
8	6.310	6.265	1.710

4.1.1 Cálculo del centro de rigidez (CR) y el centro de masa (CM)

Para el cálculo del centro de masa: El peso de muro por metro lineal se considera como:

peso del mamposte * número de unidades (en cada m²) * alto del muro

$$10 \text{ kg} * 12.5 \text{ blocks} * 2.73\text{m} = 340 \text{ kg / ml}$$

Para determinar el peso del muro, se necesita multiplicar el peso del muro por metro lineal, por la longitud del muro. Ej del peso del muro A:

Peso de muro: $340 \text{ kg/m} * 1.31 \text{ m} = 445.40 \text{ kg}$

Tabla XV. Centros de masa

PESO MUROS (kg)	PESO MURO * CENTRO GEOMÉTRICO	
	X	Y
445.40	291.74	0.00
380.80	1026.26	0.00
207.40	972.71	0.00
166.60	1011.26	0.00
795.60	930.85	2275.42
669.80	3570.03	1915.63
795.60	930.85	3373.34
431.80	274.19	3074.42
391.00	1059.61	2783.92
669.80	3570.03	4768.98
972.40	0.00	1390.53
972.40	3189.47	1390.53
972.40	6135.84	1390.53
469.20	0.00	1665.66
979.20	0.00	5561.86
979.20	3211.78	5561.86
584.80	3690.09	2175.46
581.40	3668.63	3642.47

Sumatorias:

11464.800	33533.350	40970.595
-----------	-----------	-----------

$$\text{CM de muro} = \frac{\sum \text{peso muro} * \text{centro geométrico}}{\sum \text{peso muro}}$$

$$\text{CM en X} = \frac{33533.350}{11464.800} = 2.92 \text{ m}$$

$$\text{CM en Y} = \frac{40970.595}{11464.800} = 3.57 \text{ m}$$

Peso de techo = área del techo x (peso de lámina + S.C + CV)

Peso de techo = (6.46 m * 7.27 m) x (4.17 + 50 + 75) kg/m² = 6066.366 kg.

CM combinado techo-muro = $\frac{\text{peso techo} * \text{CM} + \text{peso muro} * \text{CM}}{\text{peso techo} + \text{peso muro}}$

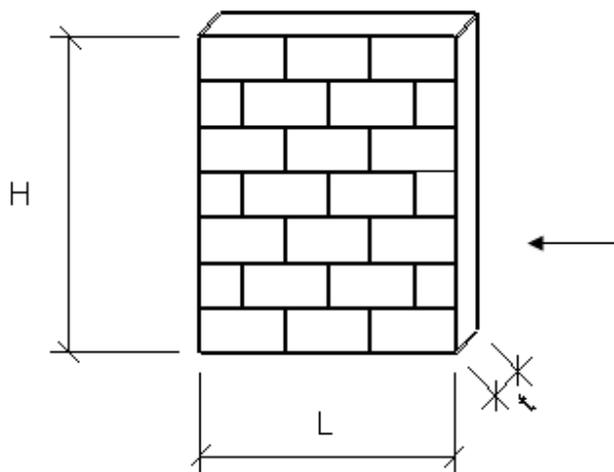
CM combinado en X = $\frac{(6066.366 \times 3.23) + (11464.800 \times 2.92)}{(6066.366 + 11464.800)} = 3.030 \text{ m}$

CM combinado en Y = $\frac{(6066.366 \times 3.635) + (11464.800 \times 3.57)}{(6066.366 + 11464.800)} = 3.595 \text{ m}$

La rigidez relativa del muro, dependerá del lugar donde esté aplicada la fuerza, es decir dentro o fuera del plano y la altura se mantendrá constante, la cual no varía, porque todas las paredes se asumirán que tendrán una misma altura.

$$K = \frac{I}{H}$$

$$I = \frac{1}{12} bh^3$$



Para la fuerza dentro del plano: $I = 1/12 t \times L^3$

Para la fuerza fuera del plano: $I = 1/12 L \times t^3$

Fuerza dentro del plano:

$$K_{Ax} = \frac{(1/12)(0.14 \times (1.31)^3)}{2.73} = 0.0096$$

Fuerza fuera del plano:

$$K_{Ay} = \frac{(1/12)(1.31 \times (0.14)^3)}{2.73} = 0.00011$$

Tabla XVI. Rigidez de muros y centro de rigidez

RIGIDEZ DE MUROS		CENTRO DE RIGIDEZ (Rigidez de muro * C. Geométrico)	
X	Y	X	Y
0.0096	0.00011	0.000	0.000
0.0060	0.00009	0.000	0.000
0.0010	0.00005	0.000	0.000
0.0005	0.00004	0.000	0.000
0.0548	0.00020	0.168	0.000
0.0327	0.00017	0.100	0.001
0.0548	0.00020	0.249	0.000
0.0088	0.00011	0.067	0.000
0.0065	0.00010	0.050	0.000
0.0327	0.00017	0.249	0.001
0.00024	0.1000	0.000	0.000
0.00024	0.1000	0.000	0.351
0.00024	0.1000	0.000	0.676
0.00012	0.0112	0.001	0.000
0.00024	0.1021	0.002	0.000
0.00024	0.1021	0.002	0.359
0.00014	0.0217	0.001	0.147
0.00014	0.0214	0.001	0.144

Sumatorias:

0.2088	0.5597	0.8291	1.5690
--------	--------	--------	--------

$$\Sigma \text{ Rigidez muro X} = 0.2088$$

$$\Sigma \text{ Rigidez muro Y} = 0.5597$$

$$\Sigma \text{ Rigidez muro por centro geométrico X} = 0.8291$$

$$\Sigma \text{ Rigidez muro por centro geométrico Y} = 1.569$$

$$\text{CR de muro} = \frac{\Sigma \text{ Rigidez muro por centro geométrico}}{\Sigma \text{ Rigidez muro}}$$

$$\text{CR en X} = \frac{1.569}{0.5597} = 2.803 \text{ m}$$

$$\text{CR en Y} = \frac{0.8291}{0.2088} = 3.970 \text{ m}$$

4.1.2 Cálculo de las excentricidades de configuración y diseño

-- Excentricidad de configuración = valor absoluto (CM – CR)

-- Excentricidad de Diseño = abs.(CM – CR) + 5% B

$$\text{Excentricidad de configuración en X} = \text{abs.} (3.030 - 2.803) = 0.227 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad de configuración en Y} = \text{abs.} (3.595 - 3.971) = 0.375 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad de Diseño en X} = 0.277 + 5\% (6.460) = 0.550 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad de Diseño en Y} = 0.375 + 5\% (7.27) = 0.739 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad máxima permitida, según código en X} = 15\% (6.460) = 0.969 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad máxima permitida, según código en Y} = 15\% (7.27) = 1.091 \text{ m}$$

$$\text{Chequeo de excentricidades} = \mathbf{e_d} < \mathbf{e_{máx}}$$

Chequeo de excentricidades en X = 0.550 < 0.969 → **OK**

Chequeo de excentricidades en Y = 0.739 < 1.091 → **OK**

4.1.3 Determinación de la carga lateral

4.1.3.1 Cálculo del corte basal

Del UBC (1997) se determinan los valores necesarios para el cálculo del corte basal por el método de diseño simplificado en las tablas del capítulo 16 del volumen 2.

Factores para el cálculo:

I = factor de importancia dado en la tabla 16-K categoría de destino, en estructuras de destinos estándar.

R = Sistema de muros de carga, muros de cortante de albañilería, dado en la tabla 16-N.

Tipo de suelo = Perfil de suelo rígido, tabla 16-J

Ca = coeficiente sísmico, según el tipo de perfil de suelo a utilizar, tabla 16-Q

Na = coeficiente para la determinación del factor Ca, el cual es determinado por la distancia de las fallas sísmicas, dado en la tabla 16-S

Z = clasificación de zonificación sísmica

Cv = coeficiente sísmico determinado por la zonificación sísmica y el tipo de suelo, dado en la tabla 16-R

Nv = factor determinado por la distancia a fallas probables y tipo de fuente sísmica

T = periodo fundamental propio de la estructura, determinado según el Método A del UBC 97.

Ct = factor determinado por el tipo de sistema estructural
hn = altura de la base al nivel en consideración
W = peso total del la estructura más el 25% de la carga viva

$$I = 1$$

$$R = 4.5$$

Tipo de suelo = SD

$$Na = 1$$

$$Ca = 0.44 \times Na = 0.44 \times 1 = 0.44$$

$$Z = 0.4$$

$$Nv = 1$$

$$Cv = 0.64 \times Nv = 0.64 \times 1 = 0.64$$

$$Ct = 0.0488$$

$$hn = 2.73 \text{ m}$$

$$T = Ct \times hn^{3/4} = 0.0488 \times (2.73)^{3/4} = 0.1036 \text{ s}$$

W = peso primer nivel :

Peso = peso muros + peso techo + 25%Viva

$$W = 11464.800 + 6066.366 + 880.579 = 18411.74 \text{ kg.}$$

El cálculo del corte basal es determinado por:

$$V = \frac{C_v I}{R T} W \quad (30 - 4)$$

$$V = \frac{0.64 \times 1.00}{4.5 \times 0.1036} \times (18411.74) = 25265.075 \text{ kg}$$

Pero no necesita ser mayor que:

$$V = \frac{2.5C_a I}{R} W \quad (30 - 5)$$

$$V = \frac{2.5 \times 0.44 \times 1}{4.5} \times (18411.74) = \mathbf{4500.648 \text{ kg}}$$

Y no ser menor a:

$$V = 0.11C_a I W \quad (30 - 6)$$

$$V = 0.11 \times 0.44 \times 1 \times (18411.74) = 891.128 \text{ kg}$$

Para la zona sísmica 4 no debe ser menor a:

$$V = \frac{0.8ZN_v I}{R} W \quad (30 - 7)$$

$$V = \frac{0.8 \times 0.4 \times 1 \times 1}{4.5} \times (18411.74) = \mathbf{878.676 \text{ kg}}$$

Como la ecuación (30 - 4) es mayor a la ecuación (30 - 5) y el UBC (1997) permite utilizar la ecuación (30 - 5) como la máxima expresión para el método de diseño simplificado, entonces para los cálculos siguientes, el corte basal a utilizar será: $V = \mathbf{4500.648 \text{ kg}}$.

4.1.3.1.1 Determinación de la carga lateral por muro

$$V_i = \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} V_x$$

Tabla XVII. Cálculo de carga lateral

ID MURO	CARGA LATERAL	
	X (kg)	Y (kg)
A	207.08	0.88
B	129.42	0.75
C	20.91	0.41
D	10.84	0.33
E	1180.27	1.58
F	704.26	1.33
G	1180.27	1.58
H	188.69	0.86
I	140.10	0.77
J	704.26	1.33
1	5.16	803.97
2	5.16	803.97
3	5.16	803.97
4	2.49	90.32
5	5.20	820.95
6	5.20	820.95
7	3.11	174.87
8	3.09	171.84
Σ	4500.6	4500.6

Chequeo de la distribución de cargas

Σ de cargas laterales en muro = V_x

Σ de cargas laterales en X = 4500.6 kg. = $V_x \rightarrow$ **OK**

Σ de cargas laterales en Y = 4500.60 kg. = $V_x \rightarrow$ **OK**

4.1.3.2 Cálculo del incremento de carga por torsión

El momento torsor es el producto de la fuerza sísmica y la excentricidad del centro de masas con respecto al centro de rigideces.

La siguiente ecuación supone la dirección en la cual el sismo ha de causar el mayor momento torsor en el sistema:

$$\begin{aligned} &\pm 100\% F_x e_y \pm 30\% F_y e_x \\ &\pm 100\% F_y e_x \pm 30\% F_x e_y \end{aligned}$$

4.1.3.2.1 Cálculo del momento torsionante (T)

$$\begin{aligned} &\pm 100\% F_x e_y \pm 30\% F_y e_x \\ &\pm 100\% F_y e_x \pm 30\% F_x e_y \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 100\% (4500.65) (0.739) + 30\% (4500.65) (0.55) &= 4068.60 \text{ kg - m} \\ 100\% (4500.65) (0.739) - 30\% (4500.65) (0.55) &= 2583.40 \text{ kg - m} \\ -100\% (4500.65) (0.739) + 30\% (4500.65) (0.55) &= - 2583.40 \text{ kg - m} \\ -100\% (4500.65) (0.739) - 30\% (4500.65) (0.55) &= - 4068.60 \text{ kg - m} \\ 100\% (4500.65) (0.55) + 30\% (4500.65) (0.739) &= 3473.20 \text{ kg - m} \\ 100\% (4500.65) (0.55) - 30\% (4500.65) (0.739) &= 1477.56 \text{ kg - m} \\ -100\% (4500.65) (0.55) + 30\% (4500.65) (0.739) &= - 1477.56 \text{ kg - m} \\ -100\% (4500.65) (0.55) - 30\% (4500.65) (0.739) &= - 3473.20 \text{ kg - m} \end{aligned}$$

Se ha de utilizar la combinación que de el mayor resultado, por lo que el momento torsionante en los siguientes cálculos será: $T = 4068.60 \text{ kg - m}$

4.1.3.2.2 Determinación de la distancia al centro de rigidez (d_i)

La distancia al centro de rigidez es la distancia que existe entre el centro de rigidez y el centro de rigidez de cada muro, el cual está ubicado en el centro geométrico del mismo.

$$d_i = CG_i - CR$$

Tabla XVIII. Cálculo de la distancia al centro de rigidez

ID MURO	COORDENADAS DE CENTRO GEOMÉTRICO		CENTRO DE RIGIDEZ		DISTANCIA AL CENTRO DE RIGIDEZ	
	X	Y	X	Y	X	Y
A	0.655	0.000	2.803	3.970	-2.148	-3.970
B	2.695	0.000	2.803	3.970	-0.108	-3.970
C	4.690	0.000	2.803	3.970	1.887	-3.970
D	6.070	0.000	2.803	3.970	3.267	-3.970
E	1.170	2.860	2.803	3.970	-1.633	-1.111
F	5.330	2.860	2.803	3.970	2.527	-1.111
G	1.170	4.240	2.803	3.970	-1.633	0.269
H	0.635	7.120	2.803	3.970	-2.168	3.149
I	2.710	7.120	2.803	3.970	-0.093	3.149
J	5.330	7.120	2.803	3.970	2.527	3.149
1	0.000	1.430	2.803	3.970	-2.803	-2.541
2	3.280	1.430	2.803	3.970	0.477	-2.541
3	6.310	1.430	2.803	3.970	3.507	-2.541
4	0.000	3.550	2.803	3.970	-2.803	-0.421
5	0.000	5.680	2.803	3.970	-2.803	1.709
6	3.280	5.680	2.803	3.970	0.477	1.709
7	6.310	3.720	2.803	3.970	3.507	-0.251
8	6.310	6.265	2.803	3.970	3.507	2.294

4.1.3.2.3 Cálculo del momento de inercia polar (J)

$$J = \sum_{i=1}^n d_i^2 k_i$$

$$J_{Ax} = K_x \times dy^2 = 0.0096 \times (-3.971)^2 = 0.0005$$

$$J_{Ay} = K_y \times dx^2 = 0.00011 \times (-2.148)^2 = 0.1515$$

Tabla XIX. Cálculo del momento de inercia polar

RIGIDEZ DE MUROS		DISTANCIA AL CENTRO DE RIGIDEZ		MOMENTO POLAR	
X	Y	X	Y	X	Y
0.0096	0.00011	-2.148	-3.970	0.0005	0.1515
0.0060	0.00009	-0.108	-3.970	0.0000	0.0947
0.0010	0.00005	1.887	-3.970	0.0002	0.0153
0.0005	0.00004	3.267	-3.970	0.0004	0.0079
0.0548	0.00020	-1.633	-1.111	0.0005	0.0675
0.0327	0.00017	2.527	-1.111	0.0011	0.0403
0.0548	0.00020	-1.633	0.269	0.0005	0.0040
0.0088	0.00011	-2.168	3.149	0.0005	0.0868
0.0065	0.00010	-0.093	3.149	0.0000	0.0645
0.0327	0.00017	2.527	3.149	0.0011	0.3241
0.00024	0.1000	-2.803	-2.541	0.7857	0.0015
0.00024	0.1000	0.477	-2.541	0.0227	0.0015
0.00024	0.1000	3.507	-2.541	1.2292	0.0015
0.00012	0.0112	-2.803	-0.421	0.0883	0.0000
0.00024	0.1021	-2.803	1.709	0.8023	0.0007
0.00024	0.1021	0.477	1.709	0.0232	0.0007
0.00014	0.0217	3.507	-0.251	0.2674	0.0000
0.00014	0.0214	3.507	2.294	0.2627	0.0008

Sumatorias:

3.4864	0.8633
--------	--------

$$\Sigma dx_i^2 \times Ky_i \text{ en } X = 3.4864$$

$$\Sigma dy_i^2 \times Kx_i \text{ en } Y = 0.8633$$

$$J = 0.8633 + 3.4864 = 4.3497$$

4.1.3.2.4 Determinación de la carga por torsión por muro (ΔV)

$$\Delta V = \frac{Td_i K_i}{J}$$

Donde:

$$T = 4068.60 \text{ kg-m}$$

$$J = 4.3497 \text{ kg-m}^2$$

$$\Delta V_{Ay} = \frac{T dy_i}{J} (Kx_i)$$

$$\Delta V_{Ay} = \frac{4068.60 \times (-3.97) \times (0.0096)}{4.3497} = -35.69$$

$$\Delta V_{Ax} = \frac{T dx_i}{J} (Ky_i)$$

$$\Delta V_{Ax} = \frac{4068.60 \times (-2.1485) \times (0.00011)}{4.3497} = -0.221$$

Tabla XX. Cálculo de carga por torsión

RIGIDEZ DE MUROS		DISTANCIA AL CENTRO DE RIGIDEZ		CARGA POR TORSIÓN	
X	Y	X	Y	X (kg)	Y (kg)
0.0096	0.00011	-2.1485	-3.9700	-0.221	-35.691
0.0060	0.00009	-0.1085	-3.9700	-0.010	-22.305
0.0010	0.00005	1.8865	-3.9700	0.090	-3.604
0.0005	0.00004	3.2665	-3.9700	0.125	-1.868
0.0548	0.00020	-1.6335	-1.1101	-0.300	-56.897
0.0327	0.00017	2.5265	-1.1101	0.390	-33.950
0.0548	0.00020	-1.6335	0.2699	-0.300	13.802
0.0088	0.00011	-2.1685	3.1499	-0.216	25.794
0.0065	0.00010	-0.0935	3.1499	-0.008	19.152
0.0327	0.00017	2.5265	3.1499	0.390	96.275
0.00024	0.1000	-2.8035	-2.5401	-262.231	-0.569
0.00024	0.1000	0.4765	-2.5401	44.571	-0.569
0.00024	0.1000	3.5065	-2.5401	327.989	-0.569
0.00012	0.0112	-2.8035	-0.4201	-29.459	-0.045
0.00024	0.1021	-2.8035	1.7099	-267.771	0.386
0.00024	0.1021	0.4765	1.7099	45.513	0.386
0.00014	0.0217	3.5065	-0.2501	71.342	-0.034
0.00014	0.0214	3.5065	2.2949	70.105	0.307

4.1.3.3 Determinación de la carga por sismo total

La carga total por sismo es la suma entre la carga lateral y el incremento de carga por torsión:

$$V_T = V_x + \Delta V$$

Si el incremento de corte es negativo significa que la torsión que se ejerce en la estructura se dirige en contra del desplazamiento del sismo; para efectos de cálculo el incremento de corte negativo no se considera puesto que al hacerlo, sería como restarle carga cortante al muro y diseñarlo por debajo de los requerimientos del código.

Tabla XXI. Cálculo de la carga total (Vt)

CARGA LATERAL		CARGA POR TORSIÓN		CARGA TOTAL	
X (kg)	Y (kg)	X (kg)	Y (kg)	X (kg)	Y (kg)
207.08	0.88	-0.221	-35.691	207.084	0.882
129.42	0.75	-0.010	-22.305	129.416	0.754
20.91	0.41	0.090	-3.604	20.908	0.501
10.84	0.33	0.125	-1.868	10.837	0.455
1180.27	1.58	-0.300	-56.897	1180.266	1.576
704.26	1.33	0.390	-33.950	704.257	1.717
1180.27	1.58	-0.300	13.802	1194.068	1.576
188.69	0.86	-0.216	25.794	214.482	0.855
140.10	0.77	-0.008	19.152	159.248	0.775
704.26	1.33	0.390	96.275	800.532	1.717
5.16	803.97	-262.231	-0.569	5.164	803.966
5.16	803.97	44.571	-0.569	5.164	848.537
5.16	803.97	327.989	-0.569	5.164	1131.955
2.49	90.32	-29.459	-0.045	2.492	90.319
5.20	820.95	-267.771	0.386	5.586	820.951
5.20	820.95	45.513	0.386	5.586	866.463
3.11	174.87	71.342	-0.034	3.105	246.216
3.09	171.84	70.105	0.307	3.395	241.947

4.1.4 Cálculo del refuerzo por muro

4.1.4.1 Cálculo del refuerzo horizontal

4.1.4.1.1 Cálculo del momento actuante

El momento actuante no es otro más que el producto de la carga de sismo por la altura del muro

$$M = V_t h$$

Tabla XXII. Cálculo del momento actuante

ID MURO	CARGA TOTAL		MOMENTO ACTUANTE	
	X (kg)	Y (kg)	X (kg-m)	Y (kg-m)
A	207.084	0.882	848.008	3.613
B	129.416	0.754	529.957	3.089
C	20.908	0.501	85.620	2.052
D	10.837	0.455	44.379	1.865
E	1180.266	1.576	4833.189	6.455
F	704.257	1.717	2883.931	7.031
G	1194.068	1.576	4889.707	6.455
H	214.482	0.855	878.304	3.503
I	159.248	0.775	652.120	3.172
J	800.532	1.717	3278.177	7.031
1	5.164	803.966	21.145	3292.242
2	5.164	848.537	21.145	3474.760
3	5.164	1131.955	21.145	4635.356
4	2.492	90.319	10.203	369.854
5	5.586	820.951	22.873	3361.794
6	5.586	866.463	22.873	3548.168
7	3.105	246.216	12.717	1008.255
8	3.395	241.947	13.902	990.771

4.1.4.1.2 Cálculo del factor K

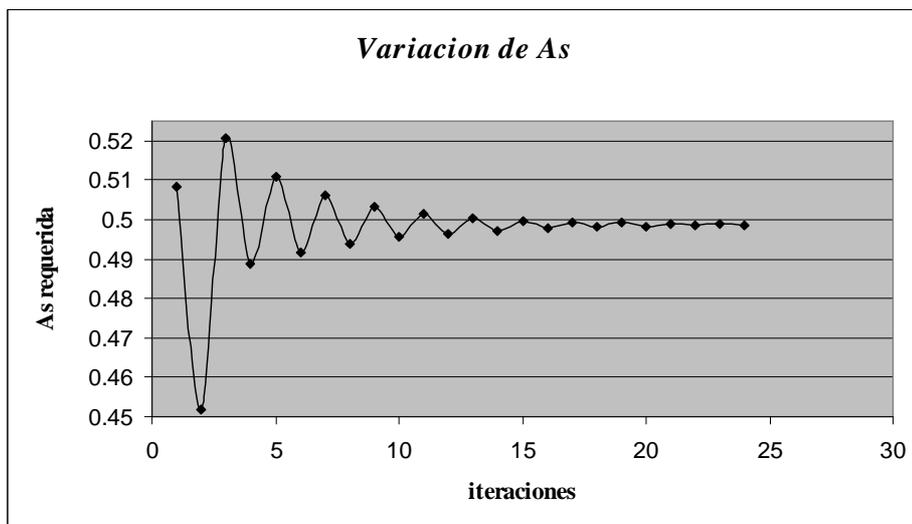
$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_b}} \quad (7-34)$$

$$\left. \begin{aligned} F_s &= \frac{1}{2} * f_y \quad (7-29) \\ F_b &= \frac{1}{3} * f'_m \quad (7-15) \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{multiplicar por } \frac{1}{2} \text{ si no se realizan} \\ \text{pruebas de inspeccion según UBC 2107.1.2} \end{array}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m}$$

Nota: Los valores de fb = Fb y fs = Fs, debido a que fb y fs, son variables dependientes de k, entonces para fines de cálculo, se realiza la igualación descrita, esto es válido para el sistema analizado, ya que los incrementos por

cargas gravitacionales y de sismo son pequeñas. Además de realizar una serie de iteraciones, variando los valores de f_b y f_s para determinar el área de acero y la tendencia después de varias iteraciones es un aproximado, que se cumple debido a que el área de acero propuesta es mayor que la requerida. Ejemplo:



$$E_s = 2.03 \text{ E}6 \text{ kg/cm}^2, \quad E_m = 750 \text{ f 'm} = 750 * 25 = 18750 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2.03 \text{ E}6}{18750} = 108.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = \frac{(1/2)(1/2)(2810)}{1} = 702.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{(1/2)(1/3)(25)}{1} = 4.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{108.27}{108.27 + 702.50/4.17} = 0.3910$$

4.1.4.1.3 Cálculo de j

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (7-35)$$

$$j = 1 - \frac{0.391}{3} = 0.8697$$

4.1.4.1.4 Determinación de la cuantía horizontal por muro

$$\rho = \frac{M}{f_s J b d^2} \quad (7-32)$$

Tabla XXIII. Cuantía horizontal requerida y cuantía suministrada por muro

ID MURO	ρ Requerida	Ash requerida (cm ²)	ρ mínima	ρ Suministrada	Ash Suministrada (cm ²)	No. de Varillas (No. 3)
A	0.0001	0.51	0.0013	0.00139	5.30	8
B	0.0001	0.32	0.0013	0.00139	5.30	8
C	0.0000	0.05	0.0013	0.00139	5.30	8
D	0.0000	0.03	0.0013	0.00139	5.30	8
E	0.0008	2.90	0.0013	0.00139	5.30	8
F	0.0005	1.73	0.0013	0.00139	5.30	8
G	0.0008	2.93	0.0013	0.00139	5.30	8
H	0.0001	0.53	0.0013	0.00139	5.30	8
I	0.0001	0.39	0.0013	0.00139	5.30	8
J	0.0005	1.96	0.0013	0.00139	5.30	8
1	0.0005	1.97	0.0013	0.00139	5.30	8
2	0.0005	2.08	0.0013	0.00139	5.30	8
3	0.0007	2.78	0.0013	0.00139	5.30	8
4	0.0001	0.22	0.0013	0.00139	5.30	8
5	0.0005	2.02	0.0013	0.00139	5.30	8
6	0.0006	2.13	0.0013	0.00139	5.30	8
7	0.0002	0.60	0.0013	0.00139	5.30	8
8	0.0002	0.59	0.0013	0.00139	5.30	8

La cuantía mínima a utilizar es 0.0013, en las disposiciones del UBC (1997) 2106.1.12.4 inciso 2.3, especifica que la cuantía no debe ser menor a 0.0007 veces el área bruta de sección transversal de muro, se elige 0.0013, debido a que la mayor fuerza cortante la está soportando la sección donde la fuerza está dentro del plano del muro.

4.1.4.1.5 Determinación de la cuantía vertical por muro

Para la determinación de la cuantía vertical, se debe tener en consideración las fuerzas actuantes fuera del plano, tal como la presión del viento, además del momento actuante total debido a las cargas gravitacionales.

En el UBC (1997), sección 1620, se encuentra la ecuación (20-1), con la que se calcula la presión de diseño de viento:

$$P = C_e C_q q_s I_w \quad (20-1)$$

Donde:

P = Presión de diseño de viento

C_e = Altura combinada, coeficiente de exposición y de factor de ráfaga, Tabla 16-G (Ver anexo)

C_q = Coeficiente de presión para la estructura o la parte de la misma bajo consideración, Tabla 16-H

I_w = Factor de importancia, Tabla 16-K

q_s = Presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 m, Tabla 16-F

Los valores a utilizar para el cálculo serán los siguientes:

C_e = 1.06 para muros exteriores, para interiores: 0.62

C_q = 0.8

q_s = 16.4

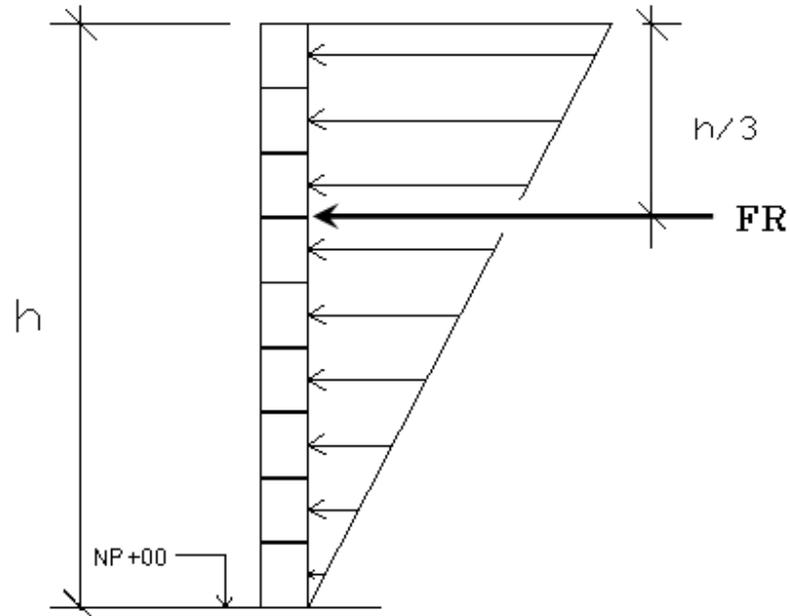
I = 1

$$P = 1.06 * 0.8 * 16.4 * 1 = 13.91 \text{ Psf}$$

$$P_{\text{ext}} = 68.50 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{int}} = 40.0 \text{ kg/m}^2$$

Figura 20. Distribución de la presión del viento.



Para calcular el momento actuante, se debe determinar la carga de viento que llega a cada muro, lo cual depende directamente de su longitud, ejemplo:

$$b = L = 2.00 \text{ m}$$

$$h = 2.83 \text{ m}$$

$$FR = \frac{1}{2}(b * h) P = \frac{1}{2}(2.00 * 2.83) * 68.50 \text{ kg/m}^2 = 193.86 \text{ kg}$$

$$M_{\text{viento}} = FR * \text{dist} = FR * (2/3h)$$

$$M_{\text{viento}} = 193.86 \text{ kg} * (1.90 \text{ m}) = 370.00 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{ac}} = M (\text{C. Gravitacionales}) + M_{\text{viento}}$$

A continuación se despliega la información del momento actuante fuera del plano en cada muro, el momento debido a las cargas gravitacionales actuantes a considerar, son del orden de 2 a 23 kg-m, ya que es directamente proporcional a la rigidez de cada muro.

Tabla XXIV. Momento actuante fuera del plano

ID MURO	LONGITUD	MOMENTO (C. Grav)		MOMENTO (Viento) (kg-m)	MOMENTO ACTUANTE (kg-m)
		X (kg-m)	Y (kg-m)		
A	1.310	848.008	3.613	241.25	244.9
B	1.120	529.957	3.089	206.26	209.4
C	0.610	85.620	2.052	112.34	114.4
D	0.490	44.379	1.865	90.24	92.1
E	2.340	4833.189	6.455	251.64	258.1
F	1.970	2883.931	7.031	211.85	218.9
G	2.340	4889.707	6.455	251.64	258.1
H	1.270	878.304	3.503	233.89	237.4
I	1.150	652.120	3.172	211.79	215.0
J	1.970	3278.177	7.031	362.80	369.8
1	2.860	21.145	3292.242	526.70	547.8
2	2.860	21.145	3474.760	307.56	328.7
3	2.860	21.145	4635.356	526.70	547.8
4	1.380	10.203	369.854	254.14	264.3
5	2.880	22.873	3361.794	530.39	553.3
6	2.880	22.873	3548.168	309.72	332.6
7	1.720	12.717	1008.255	316.76	329.5
8	1.710	13.902	990.771	314.92	328.8

Para la determinación de la cuantía, se utilizarán diagramas de iteración; para la correcta lectura de los mismos, consultar libros de Concreto Armado, ya que en el presente trabajo se realizará por medio de un programa realizado en Excel, para la determinación de la cuantía vertical de cada muro, que tiene como base éstos diagramas.

Tabla XXV. Cuantía vertical requerida y cuantía suministrada por muro

ID MURO	ρ Requerida	Asv requerida (cm ²)	ρ mínima	ρ mínima Suministrada	Asv Suministrada (cm ²)	No. de Varillas (No. 3)
A	0.000038	0.15	0.0007	0.00181	3.55	5
B	0.000033	0.13	0.0007	0.00211	3.55	5
C	0.000018	0.07	0.0007	0.00233	2.13	3
D	0.000014	0.06	0.0007	0.00290	2.13	3
E	0.000040	0.15	0.0007	0.00142	4.97	7
F	0.000034	0.13	0.0007	0.00120	3.55	5
G	0.000040	0.15	0.0007	0.00121	4.26	6
H	0.000037	0.14	0.0007	0.00149	2.84	4
I	0.000034	0.13	0.0007	0.00206	3.55	5
J	0.000058	0.22	0.0007	0.00144	4.26	6
1	0.000086	0.33	0.0007	0.00132	5.68	8
2	0.000052	0.20	0.0007	0.00099	4.26	6
3	0.000086	0.33	0.0007	0.00132	5.68	8
4	0.000041	0.16	0.0007	0.00137	2.84	4
5	0.000087	0.33	0.0007	0.00148	6.39	9
6	0.000052	0.20	0.0007	0.00099	4.26	6
7	0.000052	0.20	0.0007	0.00138	3.55	5
8	0.000052	0.20	0.0007	0.00138	3.55	5

Para los ganchos del refuerzo tanto vertical como horizontal, se basarán en los requisitos mínimos que exige el UBC (1997) en la sección 2107.2.2.5:

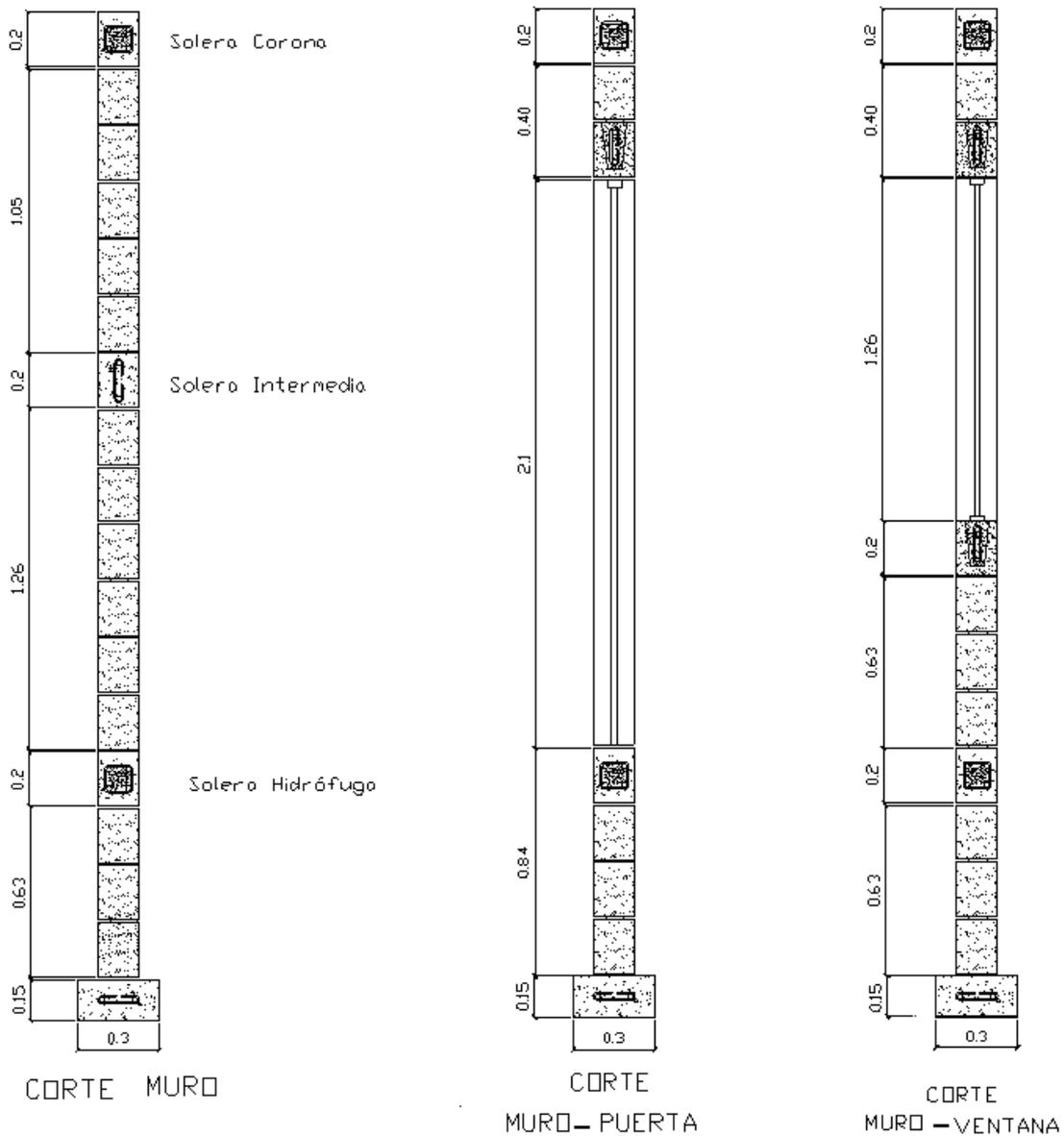
- Ganchos 180°, más una extensión de 4dv como mínimo, pero no menor de 63 mm (2 ½ ").
- Ganchos 90°, más una extensión de 12dv, como mínimo.
- Sólo para el anclaje de estribos y amarras ya sea 90° o a 135°, mas una extensión de 6dv como mínimo, pero no menor de 63 mm.

Para traslapes de varillas, se pueden seguir los criterios del UBC (1997) sección 2107.2.2.6, en el cual estipula que la longitud no debe ser menor de 30dv a compresión ni de 40dv a tensión.

Detalle del refuerzo horizontal y vertical a ubicar en el sistema reforzado interiormente:

Para el refuerzo horizontal se emplearán varillas No.3, por facilidad de construcción, se ubicarán en las soleras hidrófuga, intermedia y corona (ver detalle de soleras en fig. 16)

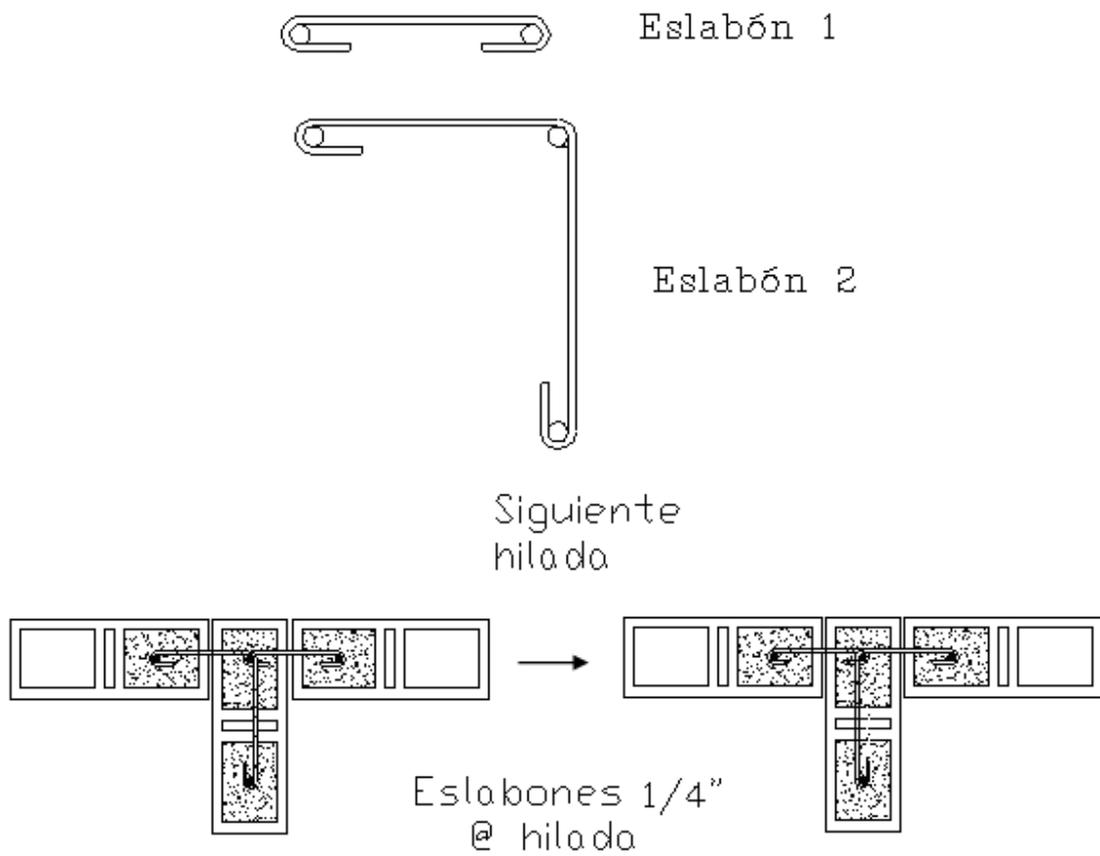
Figura 21. Ubicación del refuerzo horizontal en vivienda reforzada

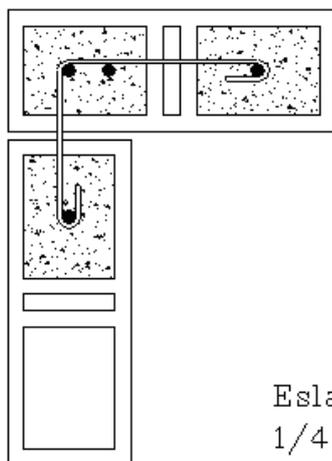


Nota: Para el diseño del cimiento, se deben consultar textos de cimentaciones, ya que las dimensiones que aparecen son asumidas.

Para las esquinas en T y L, se amararán con eslabones tipo 1 y 2, en las "T" deberán intercalarse a cada hilada como se indica en la figura:

Figura 22. Detalle de eslabones para amarrar el refuerzo vertical





Eslabón T.2
1/4" @ hilada

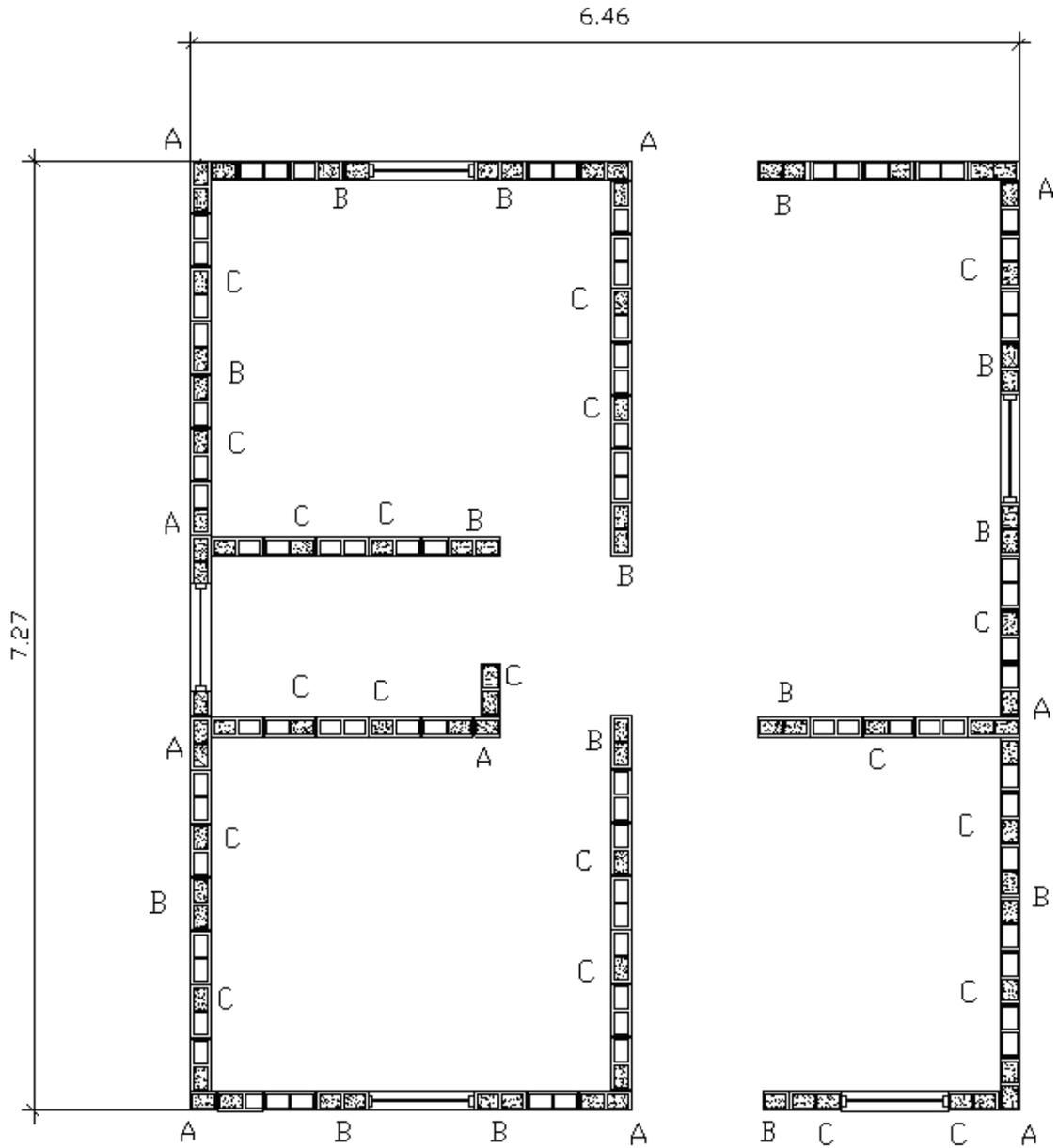
Comparación con Normas FHA:

Refuerzo horizontal	Normas FHA	Refuerzo proporcionado
Díámetro mínimo	var. # 3/8"	var. # 3/8"
Espaciamiento máx.	0.80 cm	0.40 y 0.60 cm

Refuerzo vertical	Normas FHA	Refuerzo proporcionado
Díámetro mínimo	var. # 3/8"	var. # 3/8"
Dis. entre ref. tipo A	4 m	2.88 m
Dist. entre Ref. tipo A y B*	2 m	2.46 m en muros 2 y 6
Dist. entre ref. tipo A y C	0.80 m	0.80 m
Dist. entre ref. tipo B y C	0.80 m	máx. 0.80
Intersección y esquinas de muros	Refuerzo tipo A (4 Var)	Ref. tipo A

* Se determinó que los muros soportaban las cargas verticales a los cuales estaban sometidos.

Figura 23. Distribución en planta del refuerzo vertical

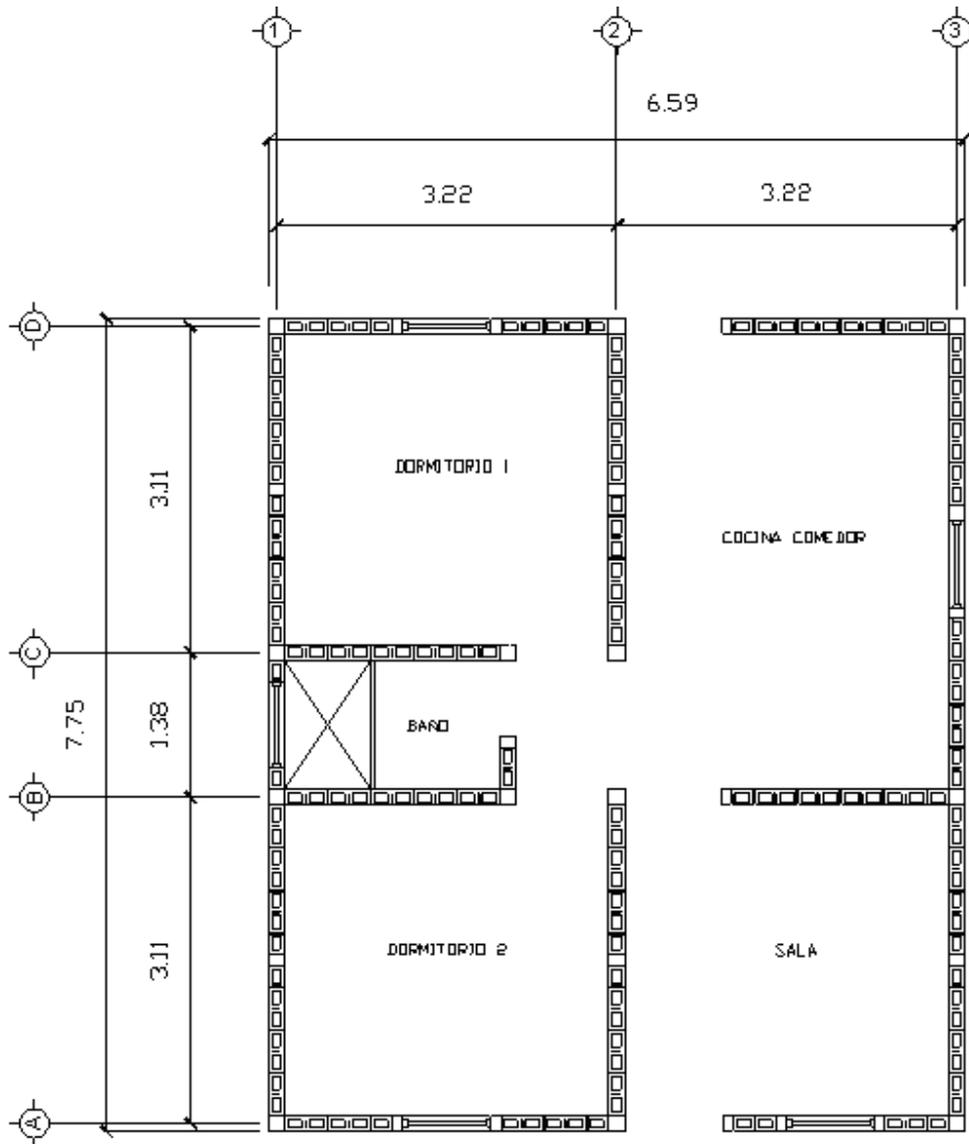


Refuerzos verticales:

- Tipo A: 4 varillas 3/8"
- Tipo B: 2 varillas 3/8"
- Tipo C: 1 varilla 3/8"

4.2 Vivienda Confinada

Figura 24. Planta de vivienda mínima confinada



Como la vivienda confinada está integrada por columnas, mochetas y soleras, en las mochetas se ubican los dos refuerzos tipo C (pin) que requiere el sistema reforzado interiormente y en las columnas el refuerzo tipo A (4 var) en las esquinas. El refuerzo horizontal va ubicado en las soleras.

Figura 25. Distribución del refuerzo horizontal

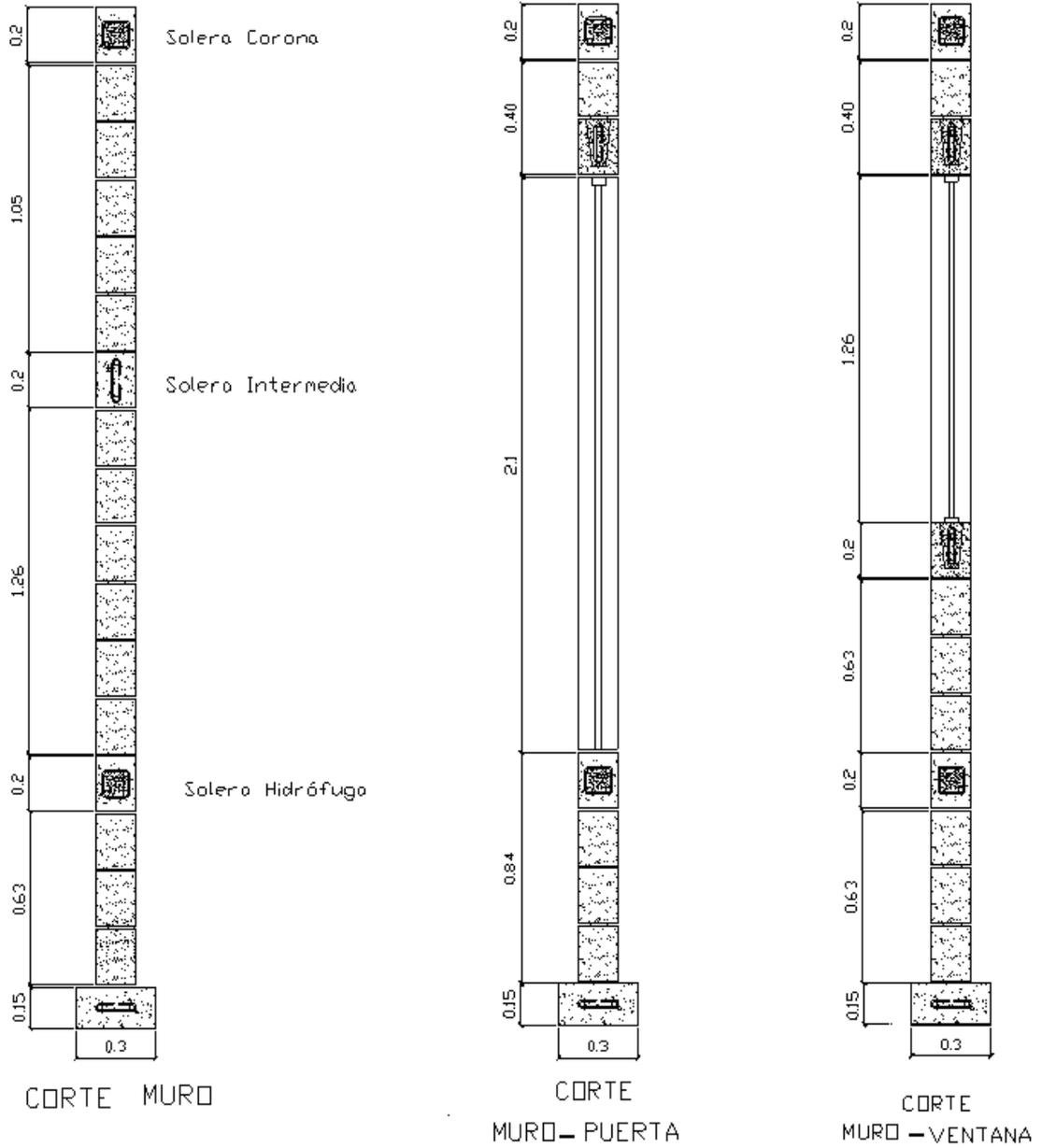
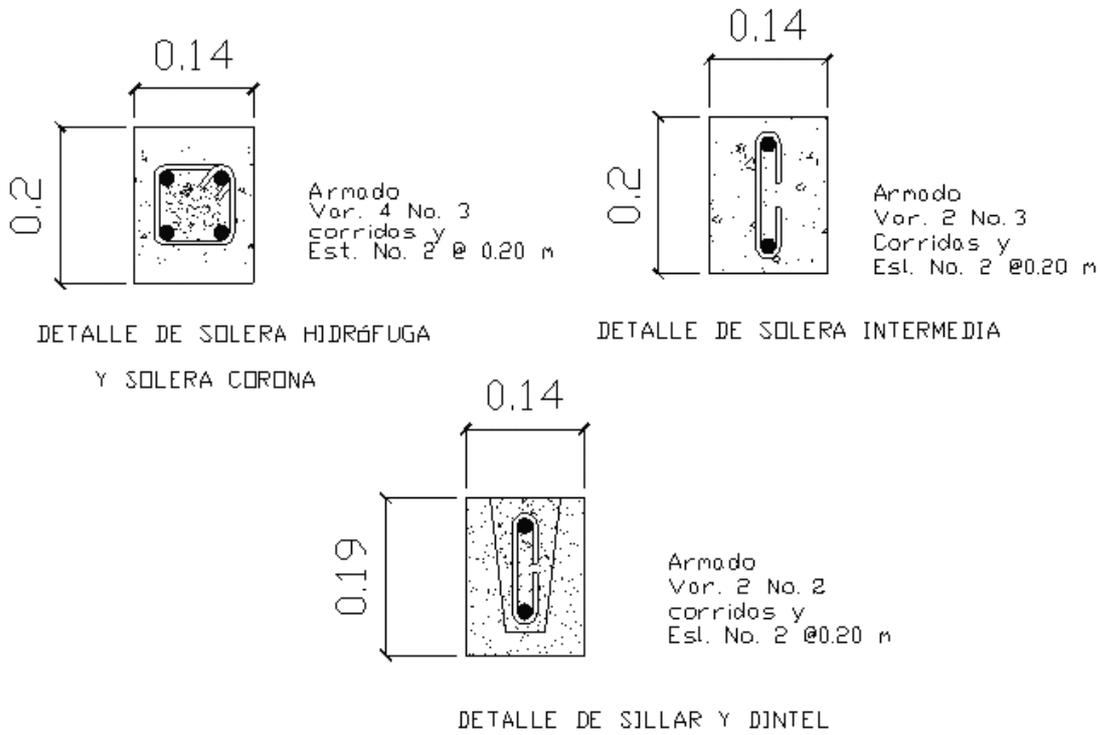


Figura 26. Detalle soleras



Refuerzo Horizontal	Normas FHA	Refuerzo Proporcionado
Dimensiones de soleras	** Espesor del muro ** 200 cm ²	Espesor
Sillares	2 var.No. 2 y esl. No. 2 @ 0.20 m	2 var.No. 2 esl. No. 2 @ 0.20 m
As mín = 0.0015*Atransv.	6.14 cm ²	7.10 cm ²
Refuerzo mínimo en soleras	Hidrófuga 4 var. No. 3 est. No. 2 @ 0.20 cm	4 var. No. 3 est. No. 2 @ 0.20 cm
	Intermedia 2 var. No. 3 esl. No. 2 @ 0.20 cm	2 var. No. 3 esl. No. 2 @ 0.20 cm
	Superior 4 var. No. 3 est. No. 2 @ 0.20 cm	4 var. No. 3 est. No. 2 @ 0.20 cm

Figura 27. Ubicación del refuerzo vertical del sistema confinado

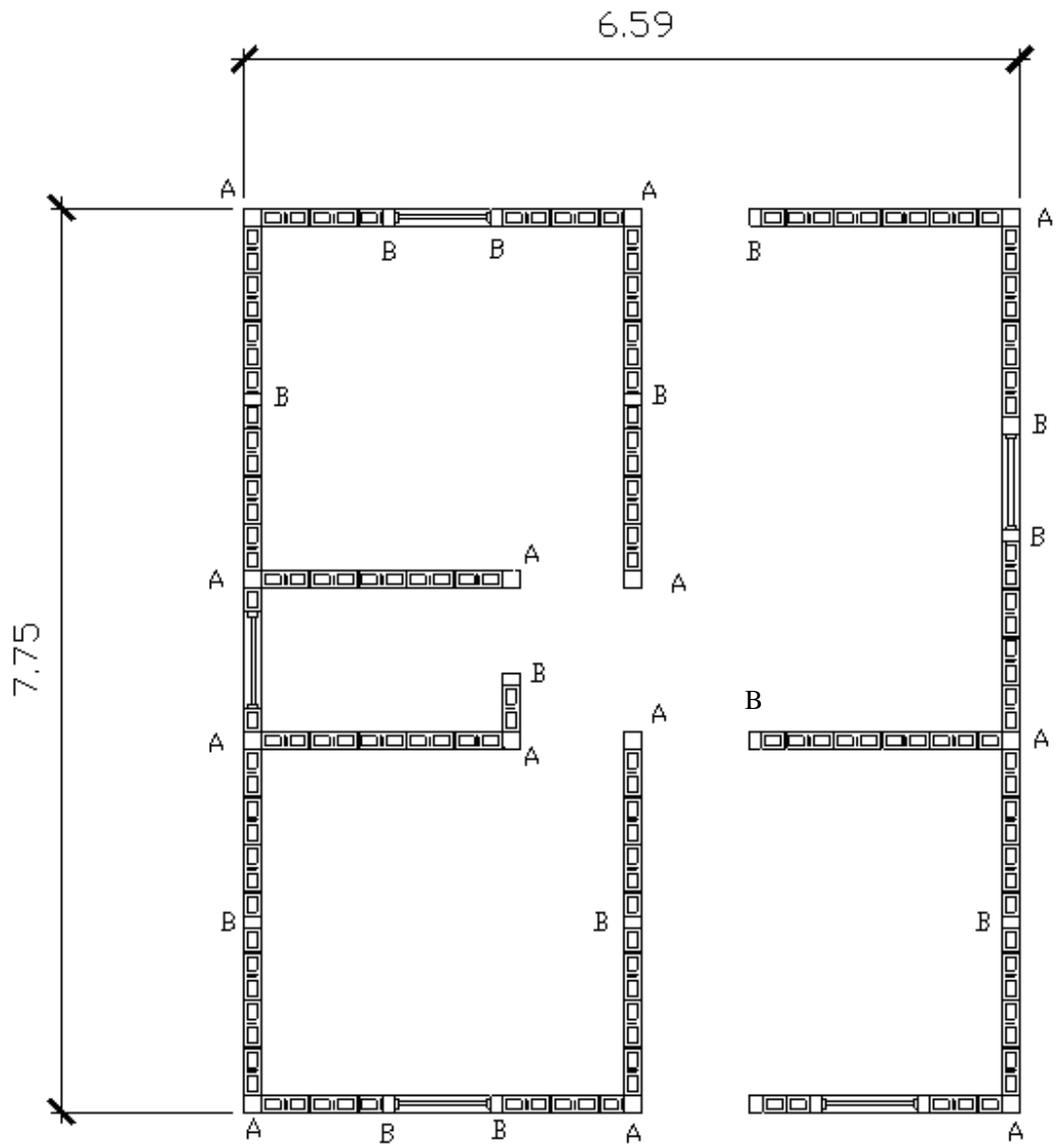
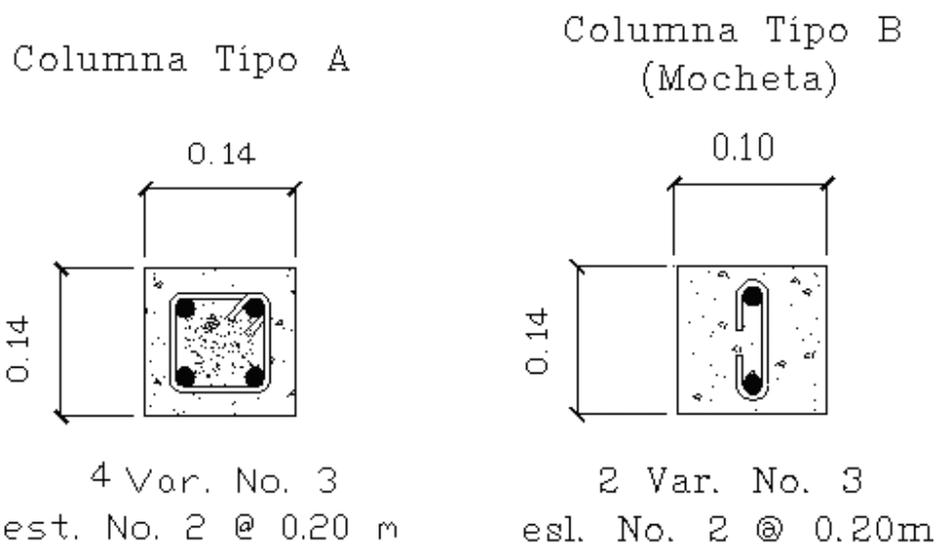


Figura 28. Detalle de columnas de vivienda confinada



Comparación con Normas FHA:

Refuerzo vertical	Normas FHA	Refuerzo Proporcionado
Dimensiones mínimas	Refuerzo de 4 varillas t en ambos sentidos	0.14 x 0.14 (tmuro)
	Refuerzo de 2 varillas t x 0.10 m	Mocheta (0.14 * 0.10)
ρ mín	0.0007	0.0010
Tipos de refuerzo	Tipo A: 4 Var. No. 3	4 Var. No. 3
	Tipo B: 2 Var. No. 3	2 Var. No. 3
Separación	De tipo A a tipo A = 4 m	3.11 m
	Entre Tipo A y Tipo B = 2 m	2.0 m

CONCLUSIONES

1. Para viviendas mínimas, que son elaboradas con cargas livianas y con una planta lo más simétrica posible, los requisitos de las normas de construcción vigentes en el país, son teóricamente aceptables, debido a que el refuerzo propuesto en ellas, cubre la sollicitación de esfuerzos bajo los cuales está sometida la mampostería.
2. Debido a que la mampostería depende de varios factores externos como: calidad de materiales y mano de obra, supervisión constante, lugar de construcción, la construcción con éste método debe ser muy cuidadosa para evitar el peligro de que la vivienda colapse por falta de la capacidad de la estructura para disipar energía a la de sollicitaciones por sismo.
3. Los métodos para el análisis estructural en mampostería, según lo define el Código Uniforme de la Construcción (UBC, 1997), pueden ser el método por esfuerzos de trabajo y el método de esfuerzos permisibles, para zonas sísmicas 3 y 4, el primero es el que se utiliza para los cálculos realizados, debido a que se supone trabaja en el rango elástico todos los esfuerzos, en la cual a cada esfuerzo le corresponde una deformación proporcional.
4. Al persistir en Guatemala, problemas de falta de control de calidad, tanto de los materiales como de la mano de obra, se está generando día a día más peligro para las personas que posean una vivienda sin requerimientos mínimos de construcción.

5. Cuando se deban realizar trabajos de ampliaciones en viviendas ya construidas, se debe determinar la excentricidad que se ha de generar y no solo quitar paredes, ya que se puede agravar las concentraciones de esfuerzos por el desplazamiento del centro de masa y centro de rigidez.

6. Se debe cuidar el armado del techo para que trabaje como diafragma, para que a la hora de un sismo el conjunto de piso-muro-techos trabaje conjuntamente, además para evitar problemas de succión proporcionándoles pendientes adecuadas.

RECOMENDACIONES

1. Cuando se realicen proyectos de construcción de viviendas reforzadas interiormente, se debe contratar personas con experiencia y calificadas para la realización del mismo, ya que éste tipo de sistema especialmente requiere exactitud en el levantado de las paredes, puesto que se debe rellenar adecuadamente el hueco del block donde va ubicado el refuerzo vertical, además de cuidar que las cizas queden lo más uniforme posible.
2. Capacitar a los constructores del medio, para la correcta elaboración de las mezclas que han de utilizar para la construcción de la vivienda, ya que ellos cuidan su velocidad de trabajo, para lo cual usualmente agregan mayor cantidad de agua a las mezclas, disminuyendo así su resistencia esperada.
3. Si se desea realizar ampliaciones en una vivienda, como un segundo nivel, es recomendable contar con los planos de la vivienda, (aunque no sea seguro que lo que aparece detallado en ellos sea lo construido), para reforzar adecuadamente la casa existente y proceder a la construcción, con la certeza de que será capaz de resistir el incremento de carga del otro nivel.
4. De preferencia, no se deben colocar más de tres hiladas de block por día, esto debido a que el peso generado por las unidades produce una rápida absorción del agua del mortero por parte del mamposte, lo cual es perjudicial para la resistencia del mortero.

5. Cuando se realizan proyectos habitacionales de viviendas populares, de preferencia se debería contar con un proveedor de materiales de confianza, el cual certifique la calidad de lo que está suministrando, no estando de más los ensayos particulares que pueden realizársele a los materiales.
6. De preferencia el lugar de construcción debe ser plano o casi plano, con pendientes poco pronunciadas, para evitar fallas por corte en el suelo, las cuales son muy usual al realizar construcciones en las laderas.
7. Verificar que los muros, columnas y mochetas queden adecuadamente alineadas en el cimiento, para evitar excentricidades indeseables en el mismo.
8. Cuidar que los anclajes y dobleces del refuerzo sean los adecuados, ya que de lo contrario no se garantiza que éste cumpla su principal función, la cual es darle el amarre adecuado a los elementos que está confinando.

BIBLIOGRAFÍA

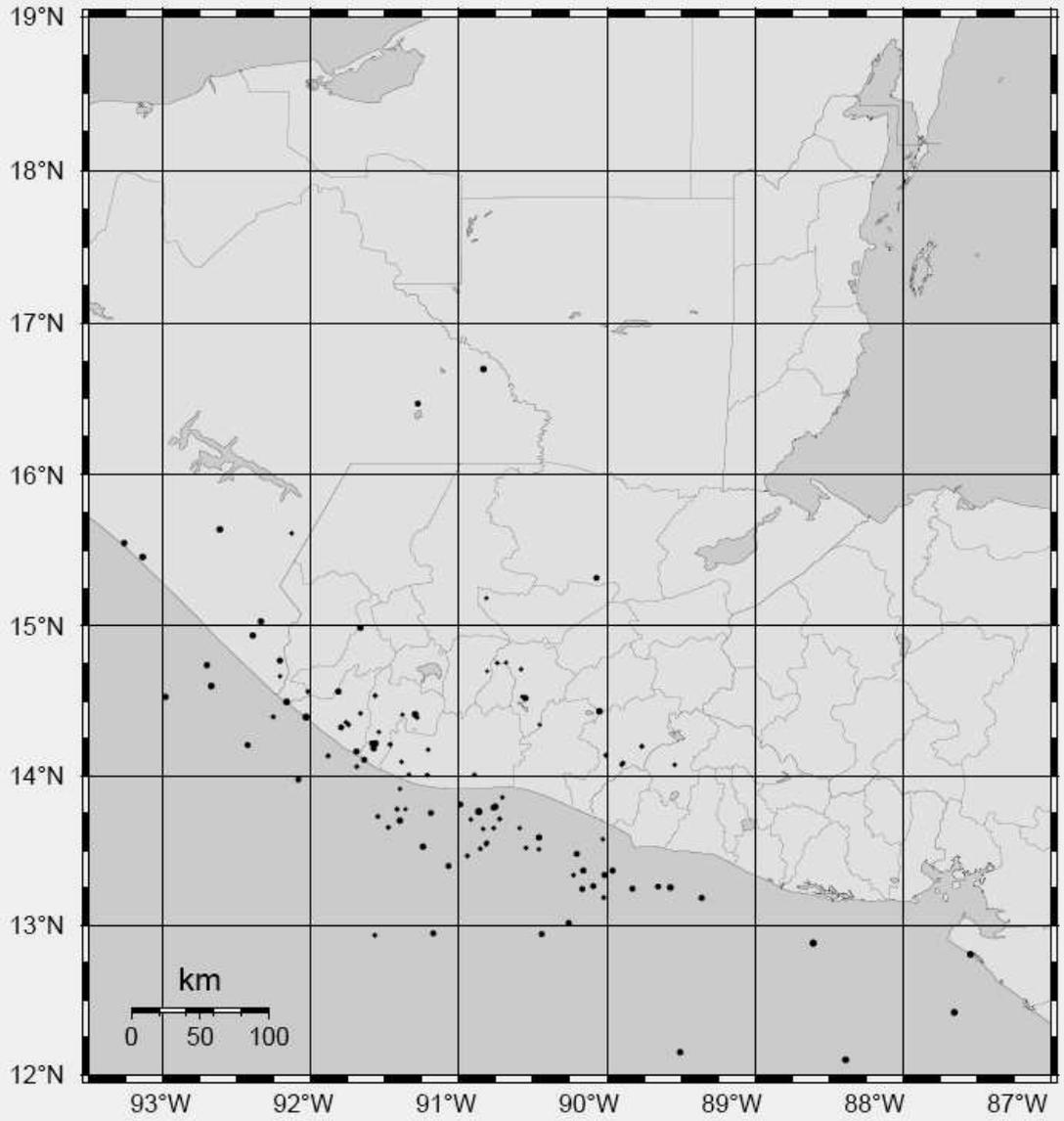
1. Amrhein, James. Reinforced Masonry Engineering Handbook. 2a. ed. Estados Unidos de América: Publicado por el Instituto de Mampostería de América, 1973.
2. Building code requirements for masonry structures (ACI 530-05) Edition 2005. Reported by the masonry standards joint committee (MSJC).
3. Código Internacional de la Edificación (IBC). Estados Unidos de América. International Code Council, Inc. 2003.
4. Código Uniforme de la Edificación (UBC). Estados Unidos de América. International Conference of Building Officials. 1997.
5. Legget/Karrow. Geología Aplicada a la Ingeniería Civil. México: Macgraw-Hill, 1986.
6. Melgar Chávez, Oscar Melgar. Análisis del Origen de los Sismos en Guatemala. Tesis Ing. Civil Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1986.
7. Normas Estructurales de Diseño Recomendadas para la República de Guatemala. AGIES NR-9:2000.

8. Normas Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA). 2000. 179 pp.
9. Norma Guatemalteca Obligatoria COGUANOR NGO 36 011:2005. Segunda Revisión. Comisión Guatemalteca de Normas Ministerio de Economía.
10. "Evaluación de la Amenaza Sísmica para la ciudad de Guatemala"
Autores: Luna, J., Flores, O., López L., Pérez, C. sitios.ingenieria-usac.edu.gt/cesem/investigacion2.html - 17k

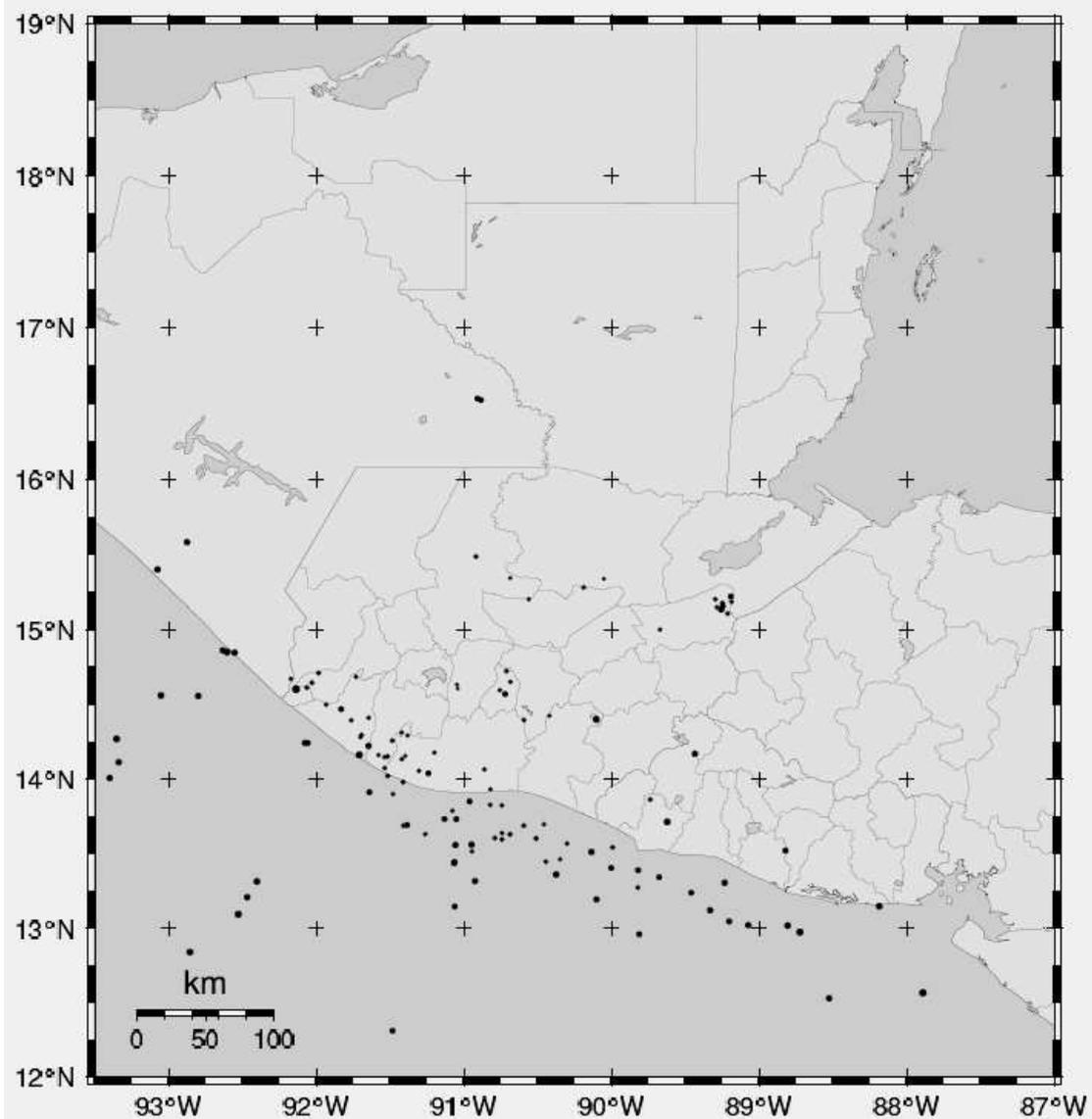
APÉNDICE A: MICROSISMOS EN GUATEMALA

- Ubicación de microsismos en Guatemala en el mes de julio de 2008.
- Ubicación de microsismos en Guatemala en el mes de agosto de 2008.
- Ubicación de microsismos en Guatemala en el mes de septiembre de 2008.

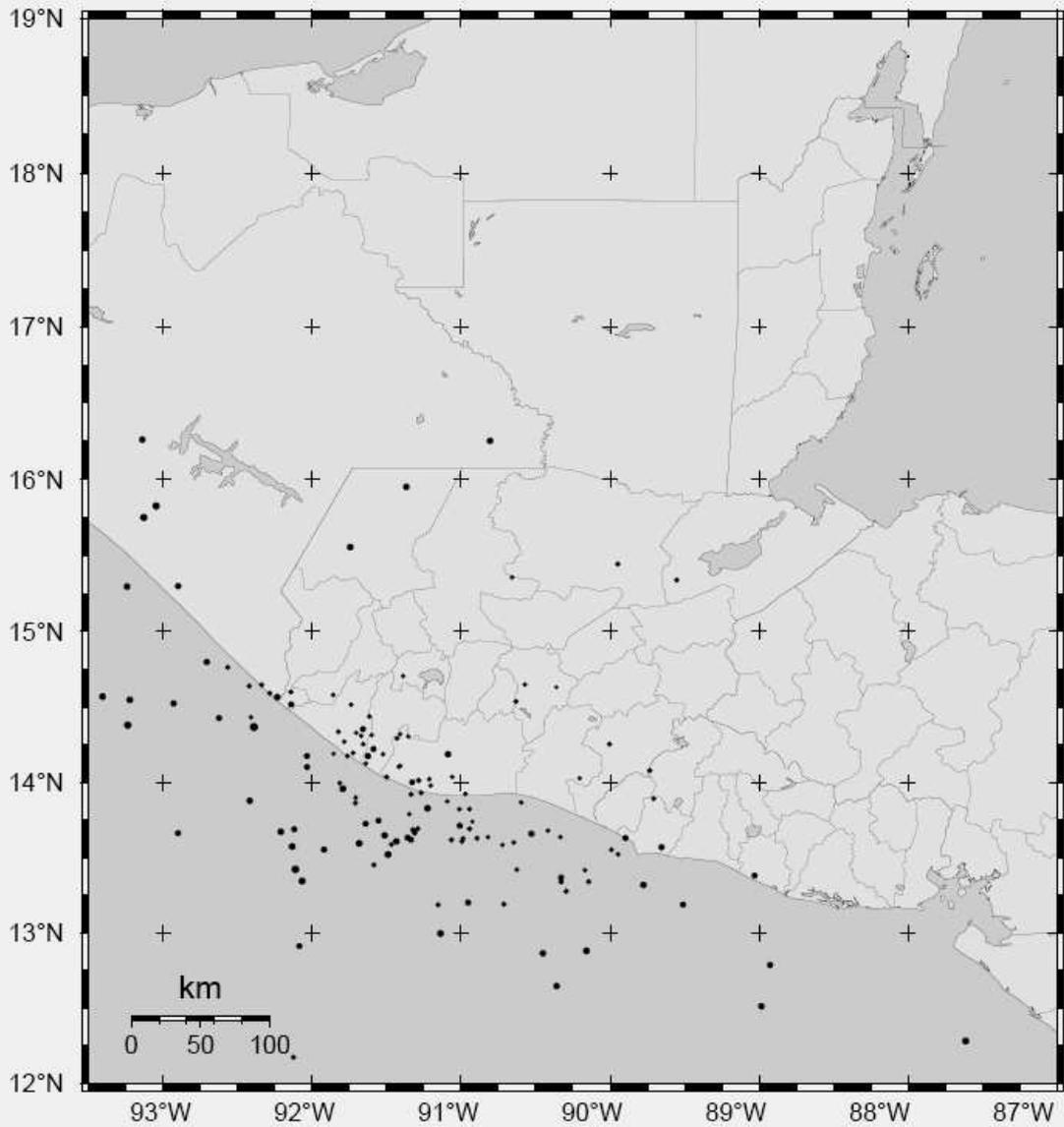
SISMICIDAD REGISTRADA DEL 01 AL 31 DE JULIO 2008



SISMICIDAD REGISTRADA DEL 01 AL 31 DE AGOSTO 2008



SISMICIDAD REGISTRADA DEL 01 AL 30 DE SEPTIEMBRE 2008



APÉNDICE B: TABLAS DEL UBC (1997)

Índice de tablas:

- Tabla 16-F Presión de remanso del viento (q_s) a la altura estándar de 10058 mm.
- Tabla 16-G Coeficiente (C_e) combinado de altura, exposición y factor de ráfaga.
- Tabla 16-H Coeficientes de presión (C_q)
- Tabla 16-I Factor de zona sísmica Z
- Tabla 16-J Tipo de perfiles de suelos
- Tabla 16-K Categoría de destino
- Tabla 16-N Sistemas estructurales
- Tabla 16-P Factores R y para estructuras no edilicias
- Tabla 16-Q Coeficiente de sismicidad (C_a)
- Tabla 16-R Coeficiente de sismicidad (C_v)
- Tabla 16-S Factor de cercanía a la fuente N_a

TABLA 16-F—PRESIÓN DE REMANSO DEL VIENTO (q_s) A LA ALTURA ESTÁNDAR DE 10 058 mm (33 ft)

Velocidad básica del viento (mph) ¹ (x 1.61 para km/h)	70	80	90	100	110	120	130
Presión q_s (psf) (x 0.0479 para kN/m ²)	12.6	16.4	20.8	25.6	31.0	36.9	43.3

¹ Velocidad del viento de la Sección 1618.

TABLA 16-G—COEFICIENTE (C_e)¹ COMBINADO DE ALTURA, EXPOSICIÓN Y FACTOR DE RÁFAGA

ALTURA SOBRE EL NIVEL PROMEDIO DEL TERRENO COLINDANTE (ft) x 304.8 para mm	EXPOSICIÓN D	EXPOSICIÓN C	EXPOSICIÓN B
	0-15	1.39	1.06
20	1.45	1.13	0.67
25	1.50	1.19	0.72
30	1.54	1.23	0.76
40	1.62	1.31	0.84
60	1.73	1.43	0.95
80	1.81	1.53	1.04
100	1.88	1.61	1.13
120	1.93	1.67	1.20
160	2.02	1.79	1.31
200	2.10	1.87	1.42
300	2.23	2.05	1.63
400	2.34	2.19	1.80

¹ Los valores para alturas intermedias superiores a los 4572 mm (15 ft) se pueden interpolar.

TABLA 16-H—COEFICIENTES DE PRESIÓN (C_p)

ESTRUCTURA O PARTE DE LA MISMA	DESCRIPCIÓN	FACTOR C_p
1. Estructuras y sistemas primarios	Método 1 (Método de la fuerza normal)	
	Muros:	
	Muro en barlovento	0.8 hacia adentro
	Muro en sotavento	0.5 hacia afuera
	Techos ¹ :	
	Viento perpendicular a la cumbrera	0.7 hacia afuera
	Techo en sotavento o techo plano	
	Techo en barlovento	
	Menos de 2:12 (16.7%)	0.7 hacia afuera
	Pendiente 2:12 (16.7%) a menos de 9:12 (75%)	0.9 hacia afuera o 0.3 hacia adentro
Pendiente 9:12 (75%) a menos de 12:12 (100%)	0.4 hacia adentro	
Pendiente > 12:12 (100%)	0.7 hacia adentro	
Viento paralelo a la cumbrera y techos planos	0.7 hacia afuera	
Método 2 (Método del área proyectada)	Sobre el área vertical proyectada	1.3 horizontal en cualquier dirección
	Estructuras de 12.192 mm (40 ft) o menos de altura	1.4 horizontal en cualquier dirección
	Estructuras mayores de 12.192 mm (40 ft) de altura	
Sobre área horizontal proyectada ¹	0.7 hacia arriba	
2. Elementos y componentes que no están en áreas de discontinuidad ²	Elementos de muros	
	Todas las estructuras	1.2 hacia adentro
	Estructuras encerradas y no encerradas	1.2 hacia afuera
	Estructuras parcialmente encerradas	1.6 hacia afuera
	Parapetos	1.3 hacia adentro o hacia afuera
	Elementos de techos ³	
	Estructuras encerradas y no encerradas	
	Pendiente < 7:12 (58.3%)	1.3 hacia afuera
	Pendiente 7:12 (58.3%) a 12:12 (100%)	1.3 hacia afuera o hacia adentro
	Estructuras parcialmente encerradas	
Pendiente < 2:12 (16.7%)	1.7 hacia afuera	
Pendiente 2:12 (16.7%) a 7:12 (58.3%)	1.6 hacia afuera o 0.8 hacia adentro	
Pendiente > 7:12 (58.3%) a 12:12 (100.0%)	1.7 hacia afuera o hacia adentro	
3. Elementos y componentes en áreas de discontinuidades ^{2,4,5}	Esquinas de muros ⁶	1.5 hacia afuera o 1.2 hacia adentro
	Aleros de techos, cornisas inclinadas o cumbreras sin voladizos ⁶	
	Pendiente < 2:12 (16.7%)	2.3 hacia arriba
	Pendiente 2:12 (16.7%) a 7:12 (58.3%)	2.6 hacia afuera
	Pendiente > 7:12 (58.3%) a 12:12 (100.0%)	1.6 hacia afuera
	Para pendientes menores de 2:12 (16.7%)	0.5 añadido a los valores anteriores
Voladizos en aleros de techos, cornisas inclinadas o cumbreras y toldos		
4. Chimeneas, tanques y torres sólidas	Cuadrado o rectangular	1.4 en cualquier dirección
	Hexagonal u octogonal	1.1 en cualquier dirección
	Redondo o elíptico	0.8 en cualquier dirección
5. Torres de estructuras abiertas ^{7,8}	Cuadrado y rectangular	
	Diagonal	4.0
	Normal	3.6
	Triangular	3.2
6. Accesorios de torres (tales como escaleras, conductos, lámparas y ascensores)	Elementos cilíndricos	
	51 mm (2 in) o menos de diámetro	1.0
	Más de 51 mm (2 in) de diámetro	0.8
Miembros planos o angulares	1.3	
7. Señalización, astas de bandera, postes de luz, estructuras menores ⁸		1.4 en cualquier dirección

¹ Para estructuras parcialmente encerradas de un piso o el piso superior de estructuras de múltiples pisos, se debe añadir un valor adicional de 0.5 al C_p hacia afuera. Debe utilizarse la combinación más crítica para el diseño. Para la definición de estructuras parcialmente encerradas, véase la Sección 1616.

² Los valores C_p que se indican son para áreas tributarias de 0.93 m² (10 ft²). Para áreas tributarias de 9.29 m² (100 ft²), el valor de 0.3 puede restarse de C_p excepto para áreas en discontinuidades con pendientes menores de 7 unidades verticales en 12 unidades horizontales (pendientes de 58.3%) donde el valor de 0.8 puede restarse de C_p . Se puede utilizar interpolación para las áreas tributarias entre 0.93 m² y 9.29 m² (10 ft² y 100 ft²). Para áreas tributarias mayores de 93 m² (1,000 ft²) utilice valores de estructuras primarias.

³ Para pendientes mayores de 12 unidades verticales en 12 unidades horizontales (pendientes de 100%) utilice los valores de elementos de muro.

⁴ Se deben aplicar presiones locales sobre una distancia desde la discontinuidad de 3 m (10 ft) ó 0.1 veces el ancho menor de la estructura, lo que resulte menor.

⁵ Las discontinuidades en las esquinas de muros o cumbreras de techos se definen como cortes discontinuos en la superficie cuando el ángulo interior contenido mide 170 grados o menos.

⁶ La carga debe aplicarse en ambos lados de la discontinuidad, pero no simultáneamente en ambos lados.

⁷ Las presiones del viento deben aplicarse al área perpendicular total proyectada de todos los elementos en una cara. Las fuerzas deben asumirse con una acción paralela a la dirección del viento.

⁸ Los factores para los elementos cilíndricos son las dos terceras partes de aquellos para los elementos planos o angulares.

TABLA 16-I—FACTOR DE ZONA SÍSMICA Z

(U.S.S. N.E.C.A.)

ZONA	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

NOTA: La zona debe determinarse del mapa de zonas sísmicas de la Figura 16-2.

TABLA 16-J—TIPO DE PERFILES DE SUELOS

TIPO DE PERFIL DE SUELOS	NOMBRE DEL PERFIL DE SUELOS / DESCRIPCIÓN GENÉRICA	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO PARA LOS 30 m. (100 pies) SUPERIORES DEL PERFIL DEL SUELO		
		Velocidad de onda de cortante, V_s pies/segundo (m/s)	Ensayo estándar de penetración, N_{60} N_{CH} para capas de suelo sin cohesión (golpes por pie)	Resistencia al cortante sin desahle, S_u psf (kPa)
S_A	Roca dura	> 5,000 (1,500)	—	—
S_B	Roca	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)	—	—
S_C	Suelo muy denso y roca blanda	1,200 to 2,500 (360 to 760)	> 50	> 2,000 (100)
S_D	Perfil de suelo rígido	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 a 2,000 (50 a 100)
S_E^1	Perfil de suelo sólido	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (50)
S_F	Suelo que requiere evaluación específica del lugar. Véase la Sección 1629.3.1.			

¹ El suelo de perfil Tipo S_E también incluye cualquier perfil de suelo con más de 3048 mm (10 ft) de arcilla blanda definida como un suelo con un índice de plasticidad, $PI > 20$, $w_L \geq 40$ por ciento y $s_u < 24$ kPa (500 psf). El Índice de Plasticidad, PI , y el contenido de humedad, w_L , deben determinarse de acuerdo con las normas nacionales aprobadas.

TABLA 16-K—CATEGORÍA DE DESTINO

CATEGORÍA DE TENENCIA	DESTINO O FUNCIONES DE LA ESTRUCTURA	FACTOR DE IMPORTANCIA SÍSMICA, I_p	FACTOR DE IMPORTANCIA SÍSMICA, I_w	FACTOR DE IMPORTANCIA SÍSMICA, I_w
1. Instalaciones esenciales ²	Destinos del Grupo I, División 1 que tienen áreas para cirugía y tratamientos de emergencia Estaciones de bomberos y policía Garajes y cocheras para vehículos y naves aéreas de emergencia Estructuras y refugios en centros de preparación para emergencias Torres de control de aviación Estructuras y equipos en centros de comunicación del gobierno y otras instalaciones requeridas para respuestas de emergencia Equipos de generación de energía de reserva para instalaciones de la Categoría 1 Tanques u otras estructuras que albergan, contienen o soportan agua u otros materiales para combatir incendios o equipos requeridos para protección de estructuras de las Categorías 1, 2 ó 3	1.25	1.50	1.15
2. Instalaciones peligrosas	Destinos del Grupo H, Divisiones 1, 2, 6 y 7 y las estructuras de las mismas que albergan o contienen productos químicos o sustancias tóxicas o explosivas Estructuras que no forman parte de edificaciones que albergan, soportan o contienen cantidades de sustancias tóxicas o explosivas las cuales, si estuvieran contenidas dentro de una edificación, harían que dicha edificación se clasificara como Destino del Grupo H, Divisiones 1, 2 ó 7	1.25	1.50	1.15
3. Estructuras para destinos especiales ³	Destinos de Grupo A, Divisiones 1, 2 y 2.1 Edificaciones que contienen destinos del Grupo E, Divisiones 1 y 3 con capacidad mayor de 300 estudiantes Edificaciones que contienen destinos del Grupo B utilizadas para educación superior o de adultos con capacidad mayor de 500 estudiantes Destinos del Grupo I, Divisiones 1 y 2 con 50 o más pacientes residentes incapacitados, pero no incluidos en la Categoría 1 Destinos del Grupo I, División 3 Todas las estructuras con un número de ocupantes mayor de 5,000 personas Estructuras y equipo en estaciones de generación de energía y otras instalaciones de servicios públicos no incluidos en las Categorías 1 ó 2 anteriores, pero requeridas para operación continua	1.00	1.00	1.00
4. Estructuras para destinos estándar ³	Todas las estructuras que contienen destinos o tienen funciones no indicadas en las Categorías 1, 2 ó 3 y las torres de destinos del Grupo U	1.00	1.00	1.00
5. Estructuras misceláneas	Destinos del Grupo U excepto las torres	1.00	1.00	1.00

¹ El límite de I_p para conexiones de paneles en la Sección 1633.2.4 será 1.0 para todo el conector.

² Los requisitos de observación estructural están dados en la Sección 1702.

³ Para el anclaje de maquinarias y equipos requeridos para sistemas de seguridad de vida, el valor de I_p debe considerarse 1.5.

TABLA 16-N—SISTEMAS ESTRUCTURALES¹

SISTEMA ESTRUCTURAL BÁSICO ²	DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS RESISTENTES A LAS FUERZAS LATERALES	R	W _o	ALTURA LÍMITE PARA LAS ZONAS SÍSMICAS 3 Y 4 (ft)
				x304.8 para mm
1. Sistema de muros de carga	1. Muros de estructuras ligeras con paneles de cortante			
	a. Muros de paneles estructurales de madera para estructuras de 3 pisos o menos	5.5	2.8	65
	b. Todos los demás muros con estructuras livianas	4.5	2.8	65
	2. Muros de cortante			
	a. Hormigón	4.5	2.8	160
	b. Albañilería	4.5	2.8	160
	3. Muros de carga de estructuras de acero ligero con arriostamiento solo para tensión	2.8	2.2	65
	4. Estructuras arriostradas donde los arriostres transmiten cargas por gravedad	4.4	2.2	160
	a. Acero	2.8	2.2	—
	b. Hormigón ³			
c. Maderos estructurales	2.8	2.2	65	
2. Sistema de estructura de la edificación	1. Estructura de acero arriostrada excéntricamente (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Muros de estructuras ligeras con paneles de cortante			
	a. Muros de paneles estructurales de madera para estructuras de 3 pisos o menos	6.5	2.8	65
	b. Todos los demás muros con estructuras livianas	5.0	2.8	65
	3. Muros de cortante	5.5	2.8	240
	a. Hormigón	5.5	2.8	160
	b. Albañilería			
	4. Estructuras comunes arriostradas	5.6	2.2	160
	a. Acero	5.6	2.2	—
	b. Hormigón ³	5.6	2.2	65
c. Maderos estructurales				
5. Estructuras especiales arriostradas concéntricamente	6.4	2.2	240	
a. Acero				
3. Sistema de estructura resistente a los momentos	1. Estructuras especiales resistentes a los momentos (SMRF)			
	a. Acero	8.5	2.8	N.L.
	b. Hormigón ⁴	8.5	2.8	N.L.
	2. Estructuras de muros de albañilería resistentes a los momentos (MMRWF)	6.5	2.8	160
	3. Estructuras intermedias de hormigón resistentes a los momentos (IMRF) ⁵	5.5	2.8	—
	4. Estructuras comunes resistentes a los momentos (OMRF)			
	a. Acero ⁶	4.5	2.8	160
b. Hormigón ⁷	3.5	2.8	—	
5. Estructuras de acero con cerchas especiales para momentos (STMF)	6.5	2.8	240	
4. Sistemas dobles	1. Muros de cortante			
	a. Hormigón con SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Hormigón con OMRF en acero	4.2	2.8	160
	c. Hormigón con IMRF ³ en hormigón	6.5	2.8	160
	d. Albañilería con SMRF	5.5	2.8	160
	e. Albañilería con OMRF en acero	4.2	2.8	160
	f. Albañilería con IMRF ³ en hormigón	4.2	2.8	—
	g. Albañilería con MMRWF en albañilería	6.0	2.8	160
	2. EBF en acero			
	a. Con SMRF en acero	8.5	2.8	N.L.
	b. Con OMRF en acero	4.2	2.8	160
	3. Estructuras comunes arriostradas			
	a. Acero con SMRF en acero	6.5	2.8	N.L.
	b. Acero con OMRF en acero	4.2	2.8	160
	c. Hormigón con SMRF ³ en hormigón	6.5	2.8	—
	d. Hormigón con IMRF ³ en hormigón	4.2	2.8	—
4. Estructuras especiales arriostradas concéntricamente				
a. Acero con SMRF en acero	7.5	2.8	N.L.	
b. Acero con OMRF en acero	4.2	2.8	160	
5. Sistemas de edificación de columnas en voladizo	1. Elementos de columnas en voladizo	2.2	2.0	35 ⁷
6. Sistemas de interacción de estructuras y muros de cortante	1. Hormigón ⁸	5.5	2.8	160
7. Sistemas indefinidos	Véase las Secciones 1629.6.7 y 1629.9.2	—	—	—

N.L. — no límite

Véase en la Sección 1630.4 las combinaciones de sistemas estructurales.

¹ Los sistemas estructurales básicos se definen en la Sección 1629.6.

² Prohibido en las Zonas Sísmicas 3 y 4.

³ Incluye hormigón prefabricado de acuerdo con la Sección 1921.2.7.

TABLA 16-P—FACTORES R Y Ω_0 PARA ESTRUCTURAS NO EDIFICIAS

TIPO DE ESTRUCTURAS	R	Ω_0
1. Recipientes, incluyendo tanques y esferas presurizadas, sobre patas con o sin arriostamiento.	2.2	2.0
2. Silos de hormigón vaciados en el lugar y chimeneas con muros continuos a la cimentación.	3.6	2.0
3. Estructuras en voladizo de masa distribuidas como pilas, chimeneas, silos y depósitos verticales soportados en faldones.	2.9	2.0
4. Torres de cerchas (independientes o contraventeadas), pilas, chimeneas contraventeadas.	2.9	2.0
5. Estructuras del tipo de columnas en voladizo.	2.2	2.0
6. Torres de enfriamiento.	3.6	2.0
7. Tolvas y depósitos, sobre patas con o sin arriostamiento.	2.9	2.0
8. Estantes de almacenamiento.	3.6	2.0
9. Señalización y carteleras.	3.6	2.0
10. Estructuras de atracciones y monumentos.	2.2	2.0
11. Todas las demás estructuras autosoportadas no incluidas en ningún otro tipo.	2.9	2.0

TABLA 16-Q—COEFICIENTE DE SISMICIDAD C_a

TIPO DE PERFIL DE SUELO	FACTOR DE ZONA SISMICA, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
S_F	Ver Nota al pie 1				

¹ Se deben realizar investigaciones geotécnicas y análisis de respuesta dinámica específicos del lugar para determinar los coeficientes de sismicidad para el Tipo de Perfil de Suelo S_F .

TABLA 16-R—COEFICIENTE DE SISMICIDAD C_v

TIPO DE PERFIL DE SUELO	FACTOR DE ZONA SISMICA, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.36N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	Ver Nota al pie 1				

¹ Se deben realizar investigaciones geotécnicas y análisis de respuesta dinámica específicos del lugar para determinar los coeficientes de sismicidad para el Tipo de Perfil de Suelo S_F .

TABLA 16-S—FACTOR DE CERCANÍA A LA FUENTE N_a ¹

TIPO DE DEL SISMO	DISTANCIA MÁS PRÓXIMA A LA FUENTE DEL SISMO CONOCIDA ^{2,3}		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

¹ El Factor de Cercanía a la fuente puede basarse en la interpolación lineal de valores para distancias diferentes a las que se muestran en la tabla

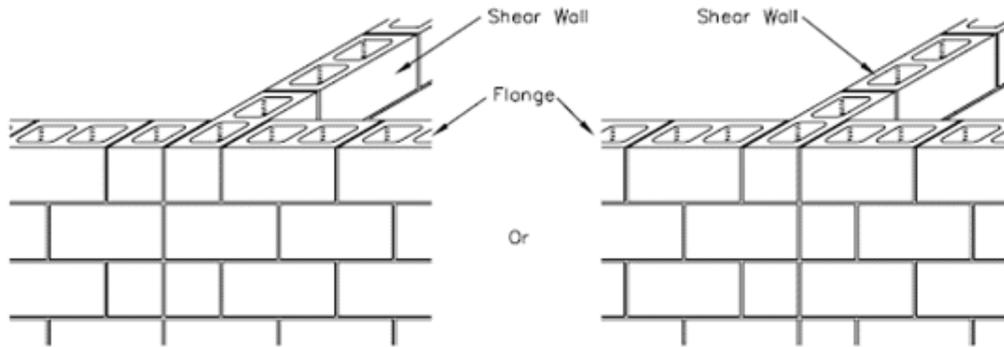
² La ubicación y tipo de fuentes sísmicas por utilizarse para el diseño deben establecerse en base a datos geotécnicos aprobados (p.ej., los mapas más recientes de las fallas activas de United States Geological Survey o de California Division of Mines and Geology).

³ La distancia más próxima al lugar de origen del sismo debe considerarse como la distancia mínima entre el lugar y el área descrita por la proyección vertical a la fuente en la superficie (es decir, la proyección superficial del plano de falla). La proyección superficial no necesita incluir partes a la fuente a profundidades de 10 km o mayores. En el diseño debe utilizarse el mayor valor del Factor de Cercanía a la fuente considerando todas las fuentes.

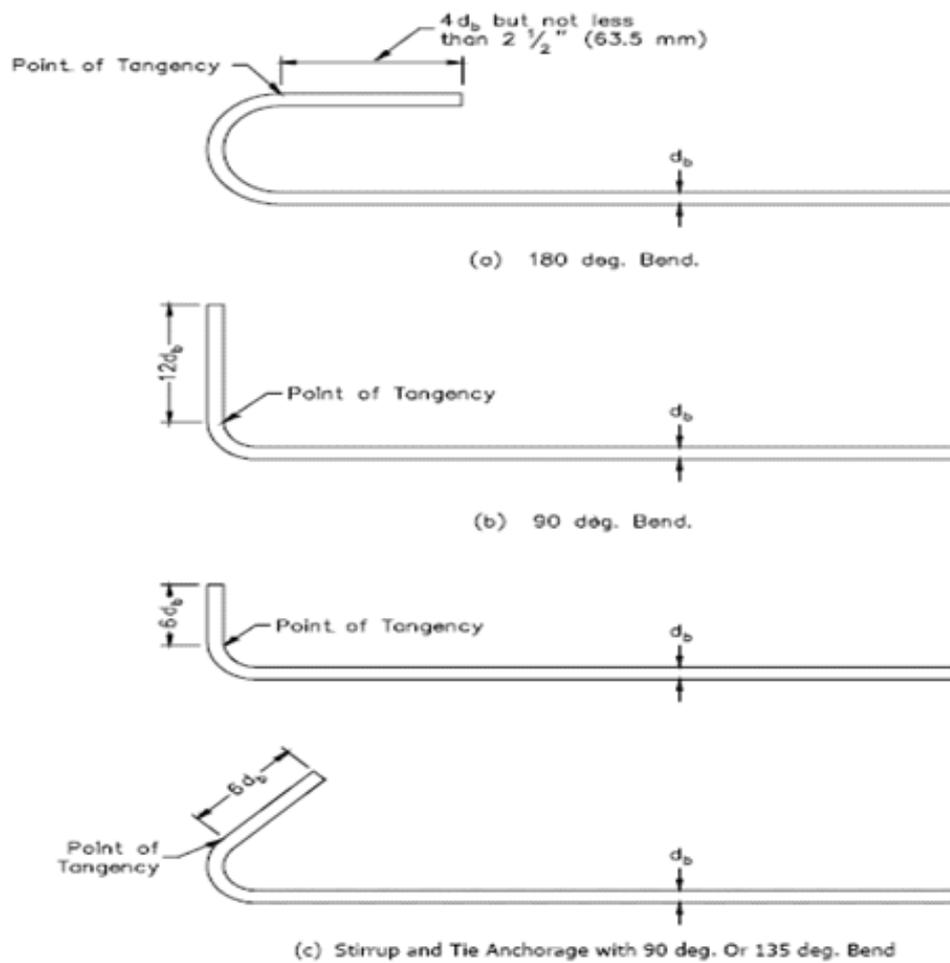
APÉNDICE C

-- Detalle de la forma en la que se pueden unir las intersecciones en los muros

--Ganchos estándar del acero de refuerzo



Fuente: ACI 530R-05/ASCE 5-05/TMS 402-05



Fuente: ACI 530R-05/ASCE 5-05/TMS 402-05

