

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**Evaluación comparativa de las versiones 2002 y 2010 del Código
Sísmico de Costa Rica para diseño de muros de corte de mampostería**

Proyecto de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Eugenia Bolaños Prada

Director del Proyecto de Graduación:
Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

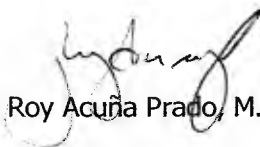
Costa Rica
Abril, 2012

HOJA DE APROBACIÓN



Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.

Director



Ing. Roy Acuña Prado, M.Sc.

Asesor



Ing. Alejandro Navas Carro, M.Sc.

Asesor



Eugenia Bolaños Prada

Estudiante

DERECHOS DE AUTOR

Fecha: 20 de abril de 2012

La suscrita, **Eugenia Bolaños Prada**, cédula 1-1507-0491, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **A60886**, manifiesta que es autor (a) del Proyecto Final de Graduación **Evaluación comparativa de las versiones 2002 y 2010 del Código Sísmico de Costa Rica para diseño de muros de corte de mampostería**, bajo la Dirección del **Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.**, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

DEDICATORIA

A mis papás, de quien tanto apoyo he recibido.

AGRADECIMIENTOS

A mis papás y a mis hermanos, por estar a mi lado en los buenos y malos momentos, y apoyarme incondicionalmente.

A mi director, don Álvaro Poveda, por su paciencia, ayuda y consejos.

A mis asesores, don Alejandro Navas, don Roy Acuña, por brindarme su ayuda.

ÍNDICE GENERAL

Capítulo I: Introducción	1
1.1. Problema específico	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1. Objetivo general.....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Antecedentes teóricos y prácticos del problema	2
1.4. Alcances y limitaciones	3
1.4.1. Alcances	3
1.4.2. Limitaciones.....	3
1.5. Resumen de cada capítulo	4
Capítulo II: Cambios en el CSCR.....	5
2.1. Ductilidad global asignada	5
2.2. Diseño en cortante.....	6
2.2.1. Cortante de diseño	6
2.2.2. Contribución de la mampostería en cortante	7
2.2.3. Contribución del acero horizontal en cortante.....	8
2.2.4. Cortante nominal máximo	9
2.3. Cuantía máxima de acero	10
2.4. Otros cambios en el capítulo 9 del CSCR	12
Capítulo III: Casos estudiados.....	13
3.1. Muros chatos de una vivienda	13
3.2. Muros esbeltos de un edificio de cinco pisos.....	17
Capítulo IV: Metodología de diseño para muros de corte	20
4.1. Cargas de diseño	20
4.1.1. Carga permanente.....	20

4.1.2.	Carga temporal	20
4.1.3.	Carga sísmica.....	20
4.1.4.	Combinaciones de carga según el capítulo 6 del CSCR.....	21
4.2.	Distribución del cortante.....	21
4.2.1.	Cortantes directos	22
4.2.2.	Cortantes torsionales	22
4.2.3.	Cortante de diseño	24
4.3.	Diseño de muros de corte.....	25
4.3.1.	Análisis de rigidez.....	25
4.3.2.	Cortante, momento y carga axial última sobre cada elemento del muro	25
4.3.3.	Factor de reducción	26
4.3.4.	Acero mínimo.....	26
4.3.5.	Revisión en flexocompresión.....	26
4.3.6.	Revisión en cortante	29
4.3.7.	Revisión de acero máximo.....	30
Capítulo V:	Análisis de resultados	32
5.1.	Muros chatos de una vivienda	32
5.1.1.	Muros sin aberturas	32
5.1.2.	Muros con aberturas.....	34
5.1.3.	Resultados totales	36
5.2.	Muros esbeltos de un edificio de cinco pisos.....	37
5.2.1.	Muro rectangular	37
5.2.2.	Muro alado	38
Capítulo VI.	Conclusiones y recomendaciones.....	40
6.1.	Conclusiones	40
6.1.1.	Muros chatos típicos de viviendas de una o dos plantas	40

6.1.2.	Muros esbeltos típicos de edificios de varios niveles.....	41
6.1.3.	Conclusiones del efecto específico de cada cambio	41
6.2.	Recomendaciones	42
Bibliografía		44
Códigos de diseño.....		44
Literatura		44
Trabajos de investigación		45
Anexo A: Definición de conceptos		46
Anexo B: Diseños con el CSCR 2010		50
B.1. Diseño de los muros de una vivienda con el CSCR 2010		50
B.1.1. Características de los elementos diseñados.....		50
B.1.2. Cálculo de las cargas sobre la estructura		53
B.1.3. Memoria de cálculo del diseño de los muros chatos con el CSCR 2010		63
B.1.4. Resumen comparativo de diseño de todos los muros.....		91
B.2. Diseño de los muros de un edificio de cinco niveles con el CSCR 2010		96
B.2.1. Características de los elementos diseñados.....		96
B.2.2. Cálculo de las cargas sobre la estructura		98
B.2.3. Memoria de cálculo del diseño de los muros esbeltos del edificio con el CSCR 2010		114
Anexo C: Diseños con el CSCR 2002		126
C.1. Diseño de los muros de una vivienda con el CSCR 2002		126
C.1.1. Características de los elementos diseñados.....		126
C.1.2. Cálculo de las cargas sobre la estructura.....		126
C.1.3. Memoria de cálculo del diseño de los muros chatos con el CSCR 2002		132
C.1.4. Resumen de diseño de todos los muros		149
C.2. Diseño de los muros de un edificio de cinco niveles con el CSCR 2002.....		154

C.2.1. Características de los elementos diseñados.....	154
C.2.2. Cálculo de las cargas sobre la estructura.....	154
C.2.3. Memoria de cálculo del diseño de los muros esbeltos del edificio con el CSCR 2002	163

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1-1. Principales cambios entre el CSCR 2002 y CSCR 2010 para el diseño de muros de corte	1
Cuadro 2-1. Cambio en el cortante de diseño	6
Cuadro 2-2. Cambio en la ecuación de la contribución de la mampostería en cortante.....	7
Cuadro 2-3. Cambio en la contribución del acero horizontal en cortante.....	8
Cuadro 2-4. Cambios en el cortante nominal máximo	10
Cuadro 2-5. Comparación del método de cálculo de la cuantía máxima de acero	11
Cuadro 2-6. Otros cambios en el CSCR para diseño de muros de corte	12
Cuadro 4-1. Ecuaciones para la revisión en cortante.....	29
Cuadro 5-1. Resumen de diseño y porcentajes de variación para muros sin perforaciones ...	33
Cuadro 5-2. Resumen de diseño y porcentajes de variación del pilar 1 del muro A.....	35
Cuadro 5-3. Cantidad de acero y concreto de relleno del muro A.....	36
Cuadro 5-4. Cantidad de acero y concreto de relleno de todos los muros	36
Cuadro 5-5. Resultados para el muro esbelto rectangular en su base.....	37
Cuadro 5-6. Resultados de muro esbelto alado	38
Cuadro B-1. Análisis de rigidez del muro A.....	53
Cuadro B-2. Análisis de rigidez del muro B.....	54
Cuadro B-3. Análisis de rigidez de los muros C y D.....	54
Cuadro B-4. Cortante torsional producido por el sismo en dirección x.....	60
Cuadro B-5. Cortante torsional producido por el sismo en dirección y.....	60
Cuadro B-6. Cortante directo producido por el sismo en dirección x.....	61
Cuadro B-7. Cortante directo producido por el sismo en dirección y.....	61
Cuadro B-8. Cortante total producido por el sismo en dirección x.....	61
Cuadro B-9. Cortante total producido por el sismo en dirección y.....	61
Cuadro B-10. Cortantes últimos de análisis.....	62
Cuadro B-11. Resumen de diseño y variación con respecto al CSCR 2002 del muro.....	91
Cuadro B-12. Resumen de diseño y variación con respecto al CSCR 2002 del muro B.....	94
Cuadro B-13. Resumen de diseño y variación con respecto al CSCR 2002 del muro C.....	95

Cuadro B-14. Resumen de diseño y variación con respecto al CSCR 2002 del muro D.....	95
Cuadro B-15. Peso de los muros.....	101
Cuadro B-16. Distribución de las fuerzas de sismo.....	102
Cuadro B-17. Área momento.....	107
Cuadro B-18. Cortantes directos para el sismo N-S.....	108
Cuadro B-19. Cortantes directos para el sismo E-W.....	109
Cuadro B-20. Centro de rigidez en X.....	109
Cuadro B-21. Centro de rigidez en Y.....	109
Cuadro B-22. Centro de masa en Y.....	110
Cuadro B-23. Cortantes torsionales debido al sismo N-S.....	112
Cuadro B-24. Cortantes torsionales debido al sismo E-W.....	112
Cuadro B-25. Cortantes y momentos totales debido al sismo N-S.....	113
Cuadro B-26. Cortantes y momentos totales debido al sismo E-W.....	113
Cuadro B-27. Cortantes y momentos últimos.....	113
Cuadro C-1. Cortante torsional producido por el sismo en dirección x.....	129
Cuadro C-2. Cortante torsional producido por el sismo en dirección y.....	129
Cuadro C-3. Cortante directo producido por el sismo en dirección x.....	130
Cuadro C-4. Cortante directo producido por el sismo en dirección y.....	130
Cuadro C-5. Cortante total producido por el sismo en dirección x.....	130
Cuadro C-6. Cortante total producido por el sismo en dirección y.....	130
Cuadro C-7. Cortantes últimos de análisis.....	131
Cuadro C-8. Resumen de diseño del muro A.....	149
Cuadro C-9. Resumen de diseño del muro B.....	152
Cuadro C-10. Resumen de diseño del muro C.....	153
Cuadro C-11. Resumen de diseño del muro D.....	153
Cuadro C-12. Distribución de las fuerzas de sismo.....	155

Cuadro C-14. Cortantes directos para el sismo N-S.....	159
Cuadro C-15. Cortantes directos para el sismo E-W.....	159
Cuadro C-16. Cortantes torsionales debido al sismo N-S.....	160
Cuadro C-17. Cortantes torsionales debido al sismo E-W.....	160
Cuadro C-18. Cortantes y momentos totales debido al sismo N-S.....	161
Cuadro C-19. Cortantes y momentos totales debido al sismo E-W.....	161
Cuadro C-20. Cortantes y momentos últimos.....	161

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Ductilidad global asignada para un sistema estructural tipo muro	5
Figura 2-2. Cortante nominal máximo del CSCR 2010	10
Figura 3-1. Fotografía de un muro de una vivienda	14
Figura 3-2. Vista en planta de la vivienda estudiada	15
Figura 3-3. Vista lateral de los muros.....	16
Figura 3-4. Fotografía de edificio de apartamentos.....	17
Figura 3-5. Fachada lateral del edificio	18
Figura 3-6. Vista en planta del edificio	19
Figura 4-1. Cortantes combinados	25
Figura 4-2. Factores de reducción del CSCR.....	26
Figura 4-3. Diagrama de fuerzas.....	28
Figura 4-4. Condiciones para determinar la cuantía máxima de acero	31
Figura 5-1. Vista lateral del muro A.....	34
Figura B-1. Vista en planta de los muros de la vivienda.....	51
Figura B-2. Vista lateral de los muros de la vivienda.....	52
Figura B-3. Centro de masa, centro de rigidez, excentricidades y distancias para calcular cortante torsional de cada muro.....	59
Figura B-4. Distancias máximas de c para uno y dos celdas rellenas.....	65
Figura B-5. Determinación del acero de refuerzo máximo.....	66
Figura B-6. Recomendación para colocar el acero horizontal.....	88
Figura B-7. Carga por área tributaria y datos para el cálculo de la carga axial debida al sismo del muro A.....	89
Figura B-8. Carga por área tributaria y datos para el cálculo de la carga axial debida al sismo del muro B.....	90
Figura B-9. Vista en planta del edificio de cinco niveles.....	97
Figura B-10. Fachada lateral del edificio.....	98
Figura B-11. Distribución de fuerza, cortante y momento.....	103
Figura B-12. Valores para el cálculo de área momento.....	106
Figura B-13. Centro de rigidez, centro de masa y excentricidades.....	111
Figura C-1. Distribución de fuerza, cortante y momento.....	156
Figura C-2. Valores para el cálculo de área momento.....	157

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

- γ : peso unitario, kg/m^3 .
- μ : ductilidad global asignada.
- a : profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.
- A_e : área efectiva de la mampostería, cm^2 .
- a_{ef} : aceleración pico efectiva de diseño en la base de la estructura
- A_g : área bruta del muro, cm^2 .
- A_s : área transversal efectiva del refuerzo en elementos en flexión, cm^2 .
- A_{se} : área efectiva de refuerzo, cm^2 .
- A_{sh} : área de las barras de refuerzo horizontal, cm^2 .
- b : ancho efectivo de elemento rectangular, cm.
- b_i : ancho máximo del hueco interno del bloque en la dirección perpendicular a la fuerza en cortante, cm.
- b_w : ancho del alma del muro, cm.
- c : distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión, cm.
- d : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta centroide del refuerzo en la capa más cercana a la fibra extrema en tracción, cm.
- E_m : módulo de elasticidad de la mampostería, kg/cm^2 .
- E_s : módulo de elasticidad del acero de refuerzo, kg/cm^2 .
- FED : factor espectral dinámico
- f'_m : resistencia en compresión de la mampostería, kg/cm^2 .
- f_r : módulo de ruptura, kg/cm^2 .
- f_y : esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo, kg/cm^2 .
- G' : módulo de cortante de la mampostería, kg/cm^2 .
- h : altura efectiva del muro, cm.

- I : factor de importancia de la edificación
- I_{cr} : momento de inercia agrietado de la sección transversal de muros, cm^4 .
- l_w : longitud de pared, cm.
- M : momento de diseño, kg-m.
- M_{cr} : momento nominal de agrietamiento, kg-m.
- M_n : momento nominal, kg-m.
- M_u : momento factorizado, kg-m.
- P : capacidad en compresión de un muro en el cálculo del área máxima de acero, kg.
- P' : Fuerza axial esperada durante el sismo sobre en el cálculo del área máxima de acero, kg.
- P_n : carga axial nominal, kg.
- P_u : carga axial factorizada, kg.
- S_h : separación del refuerzo horizontal, cm.
- SR : factor de sobrerresistencia.
- t : espesor nominal de muros, cm.
- V_D : cortante directo, kg.
- V_m : resistencia nominal en cortante de la mampostería, kg.
- V_n : resistencia nominal en cortante, kg.
- $V_{n\max}$: resistencia nominal en cortante máxima, kg.
- V_s : resistencia nominal del refuerzo en cortante, kg.
- V_t : cortante torsional, kg.
- V_u : resistencia requerida de cortante para la mampostería, kg.
- ϕ : factor de reducción de resistencia.

Bolaños Prada, Eugenia.

Evaluación comparativa de las versiones 2002 y 2010 del Código Sísmico de Costa Rica para diseño de muros de corte de mampostería

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José, Costa Rica

E. Bolaños P., 2012.

xvi, 43, [126]h; ils. col. – 16 refs.

Resumen

La edición del Código Sísmico de Costa Rica del 2010 (CSCR 2010) contiene cambios significativos en los requisitos de análisis y diseño para muros de corte de mampostería. En este trabajo se describen los principales cambios, entre ellos: un aumento en la ductilidad global asignada, la cual reduce la carga sísmica; modificaciones para el cálculo de la capacidad de resistencia al corte; una nueva ecuación para el cálculo de la capacidad máxima en cortante; y un nuevo método para calcular el refuerzo máximo a flexión. El efecto de dichos cambios se evalúa mediante el diseño y comparación de varios muros que se diseñaron utilizando primero el Código Sísmico de Costa Rica 2002 (CSCR 2002) y posteriormente utilizando el CSCR 2010.

Los muros diseñados son los siguientes:

- Muros chatos con y sin perforaciones, típicos de una vivienda de dos niveles.
- Muros esbeltos, típicos de un edificio de apartamentos de cinco niveles.

Para muros chatos con una o ninguna perforación de ventana rige el acero mínimo, por lo que no se halló ninguna diferencia en el resultado del diseño. Para muros chatos densamente perforados, en el CSCR 2010, se reduce tanto el refuerzo horizontal como el vertical y en algunos casos los pilares se deben rellenar de concreto totalmente. Para muros esbeltos, diseñados con el CSCR 2010, se observó una reducción significativa en el refuerzo horizontal y vertical requerido. En uno de los casos estudiados, el diseño con CSCR 2010 requiere aumentar la longitud de los muros para cumplir con todos los requisitos.

MUROS DE CORTE; MAMPOSTERÍA; CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA

Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.

Director de la Investigación

Escuela de Ingeniería Civil

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Problema específico

En agosto de 2011 se publica el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR 2010), el cual contiene importantes cambios en relación con su versión anterior, el Código Sísmico de Costa Rica 2002 (CSCR 2002). Con la introducción del nuevo código, se dan cambios en las ecuaciones que permiten calcular la capacidad de resistencia de cortante, se aumentan las ductilidades globales y, adicionalmente, se establece un nuevo método para determinar el refuerzo máximo. En el cuadro 1-1 se presentan los principales cambios que afectan específicamente el diseño de muros de corte.

Cuadro 1-1. Principales cambios entre el CSCR 2002 y CSCR 2010 para el diseño de muros de corte

Ítem	Cambio
Ductilidad global asignada	Ductilidad global asignada aumenta
Refuerzo máximo	Se establece un nuevo método de cálculo
Fuerza cortante de diseño	El valor que da el análisis se multiplica por factores diferentes (para ductilidad global mayores que 1)
Contribución del acero en la resistencia al corte (V_s)	La ecuación del CSCR 2002 se reduce a una cuarta parte cuando el refuerzo horizontal no está embebido en concreto y a la mitad cuando sí lo está
Contribución de la mampostería en la resistencia al corte (V_m)	Se establece una nueva ecuación
Límite máximo para la resistencia al corte (V_n máximo)	Se introduce una ecuación que calcula el valor máximo de resistencia al corte que se puede alcanzar

Cada uno de estos cambios, por separado, sugiere diferentes efectos en el diseño final. Este trabajo estudia el efecto combinado que producen estos cambios en el diseño final de muros de mampostería a base de bloques de concreto.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Determinar los efectos de los cambios en el CSCR 2010 en comparación con el CSCR 2002 para el diseño de muros de corte de mampostería a base de bloques de concreto.

1.2.2. Objetivos específicos

- Indagar sobre los principales cambios realizados en la actualización del capítulo 9 del CSCR 2010.
- Determinar los cambios en el cálculo del coeficiente sísmico, así como los cambios en el cálculo de las fuerzas sísmicas.
- Elaborar diseños de muros de corte de mampostería, con el CSCR 2002 y con CSCR 2010.
- Calcular la disminución o aumento de materiales utilizados (kilogramos de acero de refuerzo, volumen de concreto de relleno, espesor de las unidades, etc.).

1.3. Antecedentes teóricos y prácticos del problema

La primera edición del Código Sísmico de Costa Rica (CSCR) data del año 1974. Desde entonces, los proyectos de investigación y los eventos sísmicos (tanto nacionales como internacionales) han propiciado varias actualizaciones. Actualmente, se han publicado tres versiones (1986, 2002 y 2010).

El capítulo de mampostería del CSCR 2002 se basó en el *International Building Code* (IBC-2000)¹ cuya sección de mampostería fue desarrollada principalmente por el *American Concrete Institute* (ACI). Ahora el capítulo de mampostería del CSCR 2010 se basa en el *Building Code Requirements for Masonry Structures* (TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08)² el cual fue desarrollado en conjunto por *The Masonry Society* (TMS), el *American Concrete Institute* (ACI) y la *American Society of Civil Engineers* (ASCE). Esta transición de códigos en

¹ El IBC 2000 es la versión del año 2000 del código de diseño sismorresistente estadounidense publicado por el International Code Council (ICC).

² El TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08, también conocido como el TMS-08, es la versión del año 2008 del código de diseño y especificaciones mínimas para mampostería de los Estados Unidos publicado en conjunto por la TMS, el ACI y la ASCE.

los Estados Unidos es importante para esta investigación, ya que sus efectos se ven reflejados, directamente, en la nueva versión del CSCR.

Con respecto a las investigaciones que se han realizado en relación con los cambios ya mencionados, cabe resaltar el proyecto elaborado por Denia Sibaja, "Evaluación comparativa del CSCR 2002 con el ACI 530-05, en el diseño de muros de corte de mampostería reforzada". El ACI 530-05 utiliza el mismo método de cálculo del acero máximo que el TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08. Denia Sibaja concluyó que con el CSCR 2002 se obtienen valores de capacidad en compresión (P) mayores. Es decir, en este aspecto el CSCR 2002 es menos conservador que el ACI 530-05.

En el Congreso de Ingeniería Estructural 2010, el Ing. Álvaro Poveda expuso una investigación en la cual se analizaron los efectos de los cambios en las ecuaciones para calcular la capacidad de resistencia de cortante y el aumento en las ductilidades globales para el diseño de muros de corte. Entre otras cosas, el estudio reveló el beneficio que se obtiene al utilizar refuerzo horizontal embebido en concreto.

1.4. Alcances y limitaciones

1.4.1. Alcances

- El estudio contiene un vasto análisis de los cambios en el CSCR complementado por detallados diseños. Sin embargo, no se realizaron pruebas experimentales en laboratorio que apoyen el trabajo utilizado.
- Se trabajó solamente con mampostería a base de bloques de concreto.
- Se estudiaron estructuras tipo cajón, no se incluyeron marcos ni estructuras duales.
- Se diseñaron elementos tomados de estructuras típicas, donde se calcularon las cargas que actúan sobre este y se diseñaron elementos específicos. No se diseñó toda la estructura.
- Los elementos se ubican en la gran área metropolitana, por lo que se utilizaron las condiciones correspondientes a suelo S_3 , zona III e importancia normal.

1.4.2. Limitaciones

- Al ser un trabajo analítico, no se cuenta con trabajo experimental para apoyar las teorías y conceptos utilizados.

1.5. Resumen de cada capítulo

El presente documento está conformado por seis capítulos y tres anexos. A continuación se describe brevemente el contenido de cada capítulo y anexo.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

Contiene el planteamiento del problema y antecedentes, además de los objetivos, alcances y limitaciones.

CAPÍTULO II: CAMBIOS EN EL CSCR

Se explican los cambios en el CSCR que afectan el diseño de muros de corte de mampostería.

CAPÍTULO III: CASOS ESTUDIADOS

Contiene una descripción de los casos que se analizaron en la investigación realizada.

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE DISEÑO

Este capítulo describe el procedimiento seguido para realizar el diseño de los elementos con ambas versiones del código.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En esta sección se presentan de forma comparativa los resultados obtenidos al diseñar las estructuras descritas en el capítulo III.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se exponen las conclusiones del proyecto y las recomendaciones derivadas del mismo.

ANEXO A: DEFINICIÓN DE CONCEPTOS

Se definen conceptos importantes que se utilizan a través de todo el documento.

ANEXO B: DISEÑOS CON EL CSCR 2010

Se presenta la memoria de cálculo de los diseños con el CSCR 2010.

ANEXO C: DISEÑOS CON EL CSCR 2002

Se presenta la memoria de cálculo de los diseños con el CSCR 2002.

CAPÍTULO II: CAMBIOS EN EL CSCR

En esta sección se explican los cambios en el Código Sísmico de Costa Rica relacionados con el diseño de muros de corte de mampostería. Adicionalmente, se mencionan y explican brevemente otros cambios más leves realizados en el capítulo 9.

Los principales conceptos que se utilizan a través de todo el documento se describen con mayor detalle en los anexos B y C. Estos son de utilidad para comprender las ideas y explicaciones que se exponen a través de este documento.

2.1. Ductilidad global asignada

La ductilidad global asignada μ depende del tipo de sistema estructural, de su regularidad y de la ductilidad local de los componentes y uniones. La tabla 4.3 del CSCR define el valor de la ductilidad global y presenta variaciones importantes entre ambas versiones. Particularmente, para sistemas estructurales tipo muro, la ductilidad global para estructuras con irregularidad moderada aumenta en 0.5. En la figura 2-1, se observa como la ductilidad global aumenta de 1.5 a 2 y de 1 a 1.5, para sistemas estructurales con componentes con ductilidad local óptima y ductilidad local moderada, respectivamente.

Tabla 4.3 del CSCR 2002					
Sistema estructural tipo muro					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
muro a	X		X		3.0
muro b	X			X	2.0
muro c		X	X		1.5
muro d		X		X	1.0

Tabla 4.3 del CSCR 2010					
Sistema estructural tipo muro					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
muro a	X		X		3.0
muro b	X			X	2.0
muro c		X	X		2.0
muro d		X		X	1.5

Figura 2-1. Ductilidad global asignada para un sistema estructural tipo muro

Luego de la publicación del CSCR 2002, se realizaron trabajos de investigación en los cuales se calcularon las ductilidades teóricas reales y las compararon con las sugeridas por el código. Estos trabajos demostraron que la propuesta del código era muy conservadora por lo que en el CSCR 2010 se aumentaron los valores de μ .

2.2. Diseño en cortante

2.2.1. Cortante de diseño

Con el propósito de evitar una falla en cortante, la cual se considera una falla frágil y peligrosa, se usa para diseñar los muros un valor superior al que da el análisis estructural. El cuadro 2-1 muestra el cambio que se realizó en la nueva versión del código.

Cuadro 2-1. Cambio en el cortante de diseño

Código	Cortante de diseño $V_{diseño}$ para estructuras con ductilidad global mayor que 1
CSCR 2002	$V_{diseño}$ corresponde a la capacidad máxima del muro en flexión o $V_{diseño} = V_u * SR$
CSCR 2010	$V_{diseño} = V_u * \frac{FED_{\mu=1}}{FED_{\mu \text{ análisis}}}$

Donde:

$V_{diseño}$ es el cortante utilizado para diseñar.

V_u es el cortante último que da el análisis estructural.

SR es el factor de sobrerresistencia que es dos para estructuras tipo muro.

$FED_{\mu=1}$ es el factor espectral dinámico correspondiente a la ductilidad global de 1.

$FED_{\mu \text{ análisis}}$ es el factor espectral dinámico correspondiente a la ductilidad global utilizada en el análisis.

En el CSCR 2002, el cortante último de análisis se multiplicaba por la sobrerresistencia (2.0) o se calculaba otro valor correspondiente al momento probable dividido entre la altura. Se utiliza el más pequeño de los dos. En algunos casos, este procedimiento daba resultados muy altos y conservadores.

El nuevo código propone que el cortante último utilizado para diseñar corresponda a una condición elástica (ductilidad global de 1.0). Para esto se debe multiplicar el cortante último de análisis por la razón entre el FED correspondiente a la ductilidad global de 1 y el FED correspondiente a la ductilidad global utilizada en el análisis.

2.2.2. Contribución de la mampostería en cortante

Cuadro 2-2. Cambio en la ecuación de la contribución de la mampostería en cortante

Código	Referencia	Contribución de la mampostería en cortante V_m
CSCR 2002	IBC-2000	<p>En regiones con posible formación de rótulas plásticas:</p> $V_m = 0.15 \overline{f'_m} + 0.20 \frac{P_u}{A_g} db_w$ <p>En otras regiones:</p> $V_m = 0.50 \overline{f'_m} + 0.30 \frac{P_u}{A_g} db_w$
CSCR 2010	TMS 402-08 / ACI 530-08 / ASCE 5-08	$V_m = \left(1 - 0.44 \frac{M_u}{V_u d} \right) \overline{f'_m} + 0.25 \frac{P_u}{A_g} db_w$

Donde:

V_m es la contribución de la mampostería en la resistencia al cortante.

f'_m es la resistencia en compresión de la mampostería.

P_u es la carga axial factorizada.

A_g es el área bruta del muro.

d es distancia desde la fibra extrema en compresión hasta centroide del refuerzo en la capa más cercana a la fibra extrema en tracción.

b_w es el ancho del alma del muro.

M_u es el momento factorizado.

V_u es el cortante factorizado.

Las ecuaciones mostradas en el cuadro 2-2 definen la contribución que tiene la mampostería en la resistencia al cortante de muros. Estas ecuaciones se componen de dos partes: la primera parte refleja la contribución de la mampostería y la segunda toma en cuenta la contribución positiva de la carga axial.

El CSCR 2002 presenta una ecuación para regiones con posible formación de rótulas plásticas y una para otras regiones. En los *Comentarios al Código Sísmico del 2002* se explica en cuales regiones existe una posible formación de rótula plástica.

Por otra parte, el CSCR 2010 presenta una sola ecuación. La primera parte de la ecuación se considera la relación momento/cortante y el valor mínimo que se podría obtener es $0.56 \overline{f'_m}$. Este valor es considerablemente mayor que el obtenido con el CSCR 2002, es decir, $0.15 \overline{f'_m}$. En la segunda parte de la ecuación, el IBC-2000 sugiere utilizar el 20% del esfuerzo producido por la carga axial. Nuevos estudios permiten que se utilice el 25% lo cual se refleja en el TMS 402-08 / ACI 530-08 / ASCE 5-08.

En resumen, la nueva ecuación que define la contribución de la mampostería se presenta de forma más clara, es más simple de usar y el valor calculado aumenta sustancialmente.

2.2.3. Contribución del acero horizontal en cortante

Cuadro 2-3. Cambio en la contribución del acero horizontal en cortante

Código	Contribución del acero horizontal en cortante V_s
CSCR 2002	$V_s = \frac{A_{sh} f_y d}{S_h}$
CSCR 2010	<p>Para acero totalmente embebido en el concreto:</p> $V_s = \frac{0.5 A_{sh} f_y d}{S_h}$ <p>Para acero parcialmente embebido en el concreto:</p> $V_s = \frac{0.25 A_{sh} f_y d}{S_h}$

Donde:

V_s es la contribución del acero horizontal en la resistencia al cortante.

A_{sh} es el área de acero del refuerzo horizontal.

f_y es el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo.

d es distancia desde la fibra extrema en compresión hasta centroide del refuerzo en la capa más cercana a la fibra extrema en tracción.

S_h es la separación del refuerzo horizontal.

En el cuadro 2-3 se muestran las ecuaciones de ambos códigos para calcular la contribución del acero horizontal en la resistencia de muros al cortante. La ecuación utilizada en el CSCR 2002 es idéntica a la ecuación que se utiliza para calcular el refuerzo para cortante (aros) en el concreto. En el CSCR 2010 se utiliza la ecuación tomada del código TMS 402-08 / ACI 530-08 / ASCE 5-08 la cual es el 50 por ciento de este valor.

Richard Klingner, quien lideró el equipo encargado de la redacción del código de los Estados Unidos, explica en su libro *Masonry Structural Design* que, en muros de corte de mampostería, la fuerza horizontal genera una superficie de falla que podría tener una inclinación con un mayor ángulo de inclinación con respecto al eje del muro. Además, se podría dar el caso donde no todo el refuerzo que cruza esta superficie de falla alcance la cederencia. Por estas dos razones, la resistencia supuesta se disminuye por un factor de eficiencia de 0.5.

Adicionalmente, en el CSCR 2010 se tomó en cuenta que la forma en que se construye en Costa Rica. Tradicionalmente, el acero horizontal se coloca sobre la sisa por lo que el acero no queda totalmente embebido en el concreto. Cuando este es el caso, el acero se considera parcialmente embebido en concreto y se debe usar el 25% del valor original. Recientemente, se desarrolló un proyecto de graduación para probar de forma experimental cuanto se reduce la resistencia cuando el acero no se encuentra totalmente embebido en el concreto. Este proyecto, elaborado por Mariela Cordero, reveló que los cambios son poco significativos ya que se encontró que para ambos tipos de muro los valores de carga soportados son similares. Sin embargo, se continúa estudiando esta condición ya que se deben analizar las regiones en las que las varillas horizontales se traslapan y la condición equivalente para muros más esbeltos.

2.2.4. Cortante nominal máximo

El Código Sísmico de 2002 no contempla ningún tipo de limitación para el cortante nominal calculado. Por otro lado, el nuevo código especifica un valor de resistencia al corte (V_n) máximo el cual depende de la relación momento/cortante (ver el cuadro 2-4 y la figura 2-2).

Esta limitación busca evitar el aplastamiento de los puntales diagonales, que trabajan en compresión. Debido a que la resistencia al corte proviene de un mecanismo tipo armadura (puntal y tirante), en el cual el refuerzo horizontal está en tracción, los puntales diagonales

en la mampostería están en compresión, el aplastamiento de los puntales diagonales se controla limitando la resistencia total V_n , el cual no depende de la cantidad de refuerzo cortante.

Cuadro 2-4. Cambios en el cortante nominal máximo

Código	Cortante nominal máximo $V_{n_{max}}$
CSCR 2002	No se establecen los límites
CSCR 2010	<p>Cuando $M_u/V_u d \leq 0.25$:</p> $V_n \leq 1.6 \overline{f'_m} db_w$ <p>Cuando $M_u/V_u d \geq 1.0$:</p> $V_n \leq 1.06 \overline{f'_m} db_w$ <p>Para valores de $M_u/V_u d$ entre 0.25 y 1.0 se debe interpolar</p>

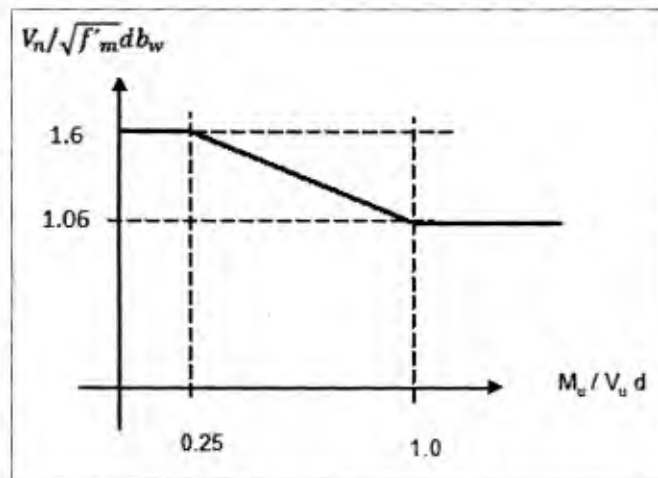


Figura 2-2. Cortante nominal máximo del CSCR 2010

2.3. Cuantía máxima de acero

Tanto el CSCR 2010 como su versión anterior contienen métodos para calcular la cuantía máxima de acero. Para muros de corte, el CSCR 2002 especifica únicamente que el tamaño de la varilla vertical no debe ser mayor que un octavo del espesor de la mampostería. Sin embargo, en el inciso 9.5.3, sí se detalla este método de cálculo del acero máximo para diseño de vigas, pilares y columnas. De acuerdo con las tendencias actuales y ejemplos

hallados en la bibliografía consultada, la revisión de acero máximo se debe realizar para muros de corte.

Ambos métodos se fundamentan en los principios básicos de equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones y buscan asegurar un comportamiento dúctil sobre una gama de cargas axiales. Sin embargo, los métodos tienen importantes diferencias, las cuales se muestran en el cuadro 2-5.

Cuadro 2-5. Comparación del método de cálculo de la cuantía máxima de acero

Ítem	CSCR 2002	CSCR 2010
Referencia	IBC 2000	TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08
Combinación de carga	1.0 CP + 1.0 CT + 1.0 CS.	1.0 CP + 0.75 CT + 0.525 CS.
Deformación unitaria en la capa de acero extrema en tracción	f_y/E_s	Para $M/Vd \geq 1.0$: $4.0 f_y/E_s$ Para $M/Vd < 1.0$: $1.5 f_y/E_s$

Donde:

CP es la carga permanente.

CT es la carga temporal.

CS es la carga de sismo.

E_s es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

Los factores de la combinación de carga axial para la condición en la que se revisa el acero máximo se reducen. La carga de sismo se multiplica por 0.525 el cual es más representativo para un sismo de mayor probabilidad de ocurrencia. La carga temporal se multiplica por un factor de 0.75 ya que es poco probable toda la carga temporal este presente.

El nuevo código hace una diferenciación en la deformación unitaria en la capa de acero extrema en tracción. Esta puede ser 1.5 o 4.0 dependiendo de la relación momento/cortante. Con esto se busca diferenciar entre elementos controlados por el cortante (como los muros chatos de una vivienda) y aquellos controlados por flexión (muros esbeltos encontrados comúnmente en edificios) donde existen esfuerzos de compresión muy altos sobre el acero vertical.

2.4. Otros cambios en el capítulo 9 del CSCR

Los tres puntos anteriores son los cambios más significativos para el diseño de muros de corte de mampostería. Sin embargo, en el capítulo de 9 del CSCR, Requisitos para mampostería estructural, se realizaron otros cambios que influyen en menor medida el diseño de muros de corte. En el siguiente cuadro se mencionan dichos cambios.

Cuadro 2-6. Otros cambios en el CSCR para diseño de muros de corte

Ítem	CSCR 2002	CSCR 2010
Rango de aceptación del equilibrio $C_m + C_s - T = P_n$ en el cálculo del momento nominal	Artículo 9.7.6 ±3%	Artículo 9.7.6 ±10%
Placas de confinamiento	Artículo 9.7.7 El mayor de: $L_1=60\text{cm}$ $L_2=0.1 l_w$	Artículo 9.7.8.2 El mayor de: $L_1=60\text{cm}$ $L_2=0.1 l_w$ $L_3=0.7 c$
Ductilidad local de los muros	Artículo 9.7.7 Se define la ductilidad local de algunos tipos de muro	Artículo 9.7.9, Tabla 9.4 Se define con mayor detalle y claridad la ductilidad local de varios tipos de muro
Relación altura/espesor	Artículo 9.7.9 En este artículo ni en otros se considera el efecto de esbeltez	Artículo 9.7.10 Si al diseñar se consideran los efectos de esbeltez, se permite superar los límites indicados de la relación altura/espesor.

CAPÍTULO III: CASOS ESTUDIADOS

Con el propósito de evaluar el efecto que tendrán los cambios explicados en el capítulo anterior en el diseño final de los muros de mampostería, se revisaron dos tipos de muros:

- Muros chatos típicos de una vivienda de una o dos plantas. Estos muros poseen una relación entre su altura y longitud baja y por lo tanto su comportamiento está regido por los esfuerzos cortantes.
- Muros esbeltos presentes principalmente en edificios de varios pisos. La relación entre su altura y longitud es alta y produce un comportamiento gobernado por los esfuerzos de flexión.

En los anexos B y C se presenta una detallada memoria de cálculo que muestra paso a paso el diseño formal de los muros estudiados.

Todas las dimensiones mostradas en las figuras de este capítulo se encuentran en metros.

3.1. Muros chatos de una vivienda

La estructura estudiada busca representar los muros usuales hallados en el primer nivel de una vivienda de dos plantas (como la mostrada en la figura 3-1) en el Valle Central por lo que corresponde a un suelo tipo S_3 . Está compuesta por cuatro muros chatos unidos por un diafragma rígido: dos sin perforaciones, uno con una abertura de ventana y una con varias aberturas. La distribución de los muros se muestra en la figura 3-2 y el detalle de cada muro se muestra en la figura 3-3.

El muro A es un muro chato con perforaciones típicas de puertas y ventanas. Para este cálculo se usa mampostería clase B, acero grado 40 y bloques de 15cm parcialmente rellenos. En los extremos existen sub-muros pequeños, donde se generan altas concentraciones de cortante durante un sismo.

El muro B es un muro chato con una perforación de ventana grande. Al igual que el muro A, se utiliza mampostería clase B, acero grado 40 y bloques de 15cm parcialmente rellenos.

Finalmente, los muros C y D son un muro rectangular sin perforaciones. Se utiliza mampostería clase B, acero grado 40 y bloques de 12cm parcialmente rellenos.

Las líneas punteadas en la figura 3-3 separan los muros en sub-muros para su análisis y diseño individual.



Figura 3-1. Fotografía de un muro de una vivienda

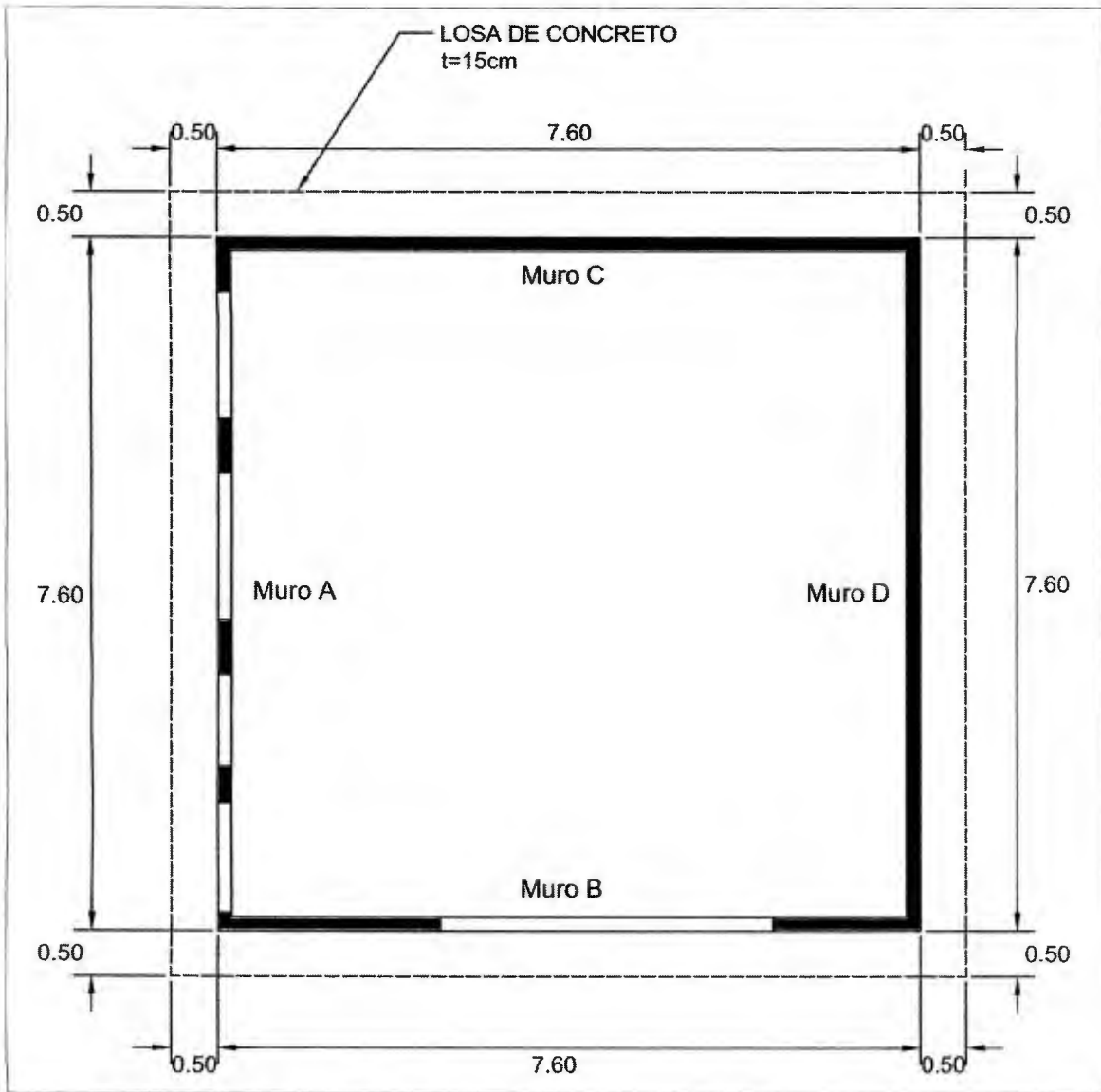


Figura 3-2. Vista en planta de la vivienda estudiada

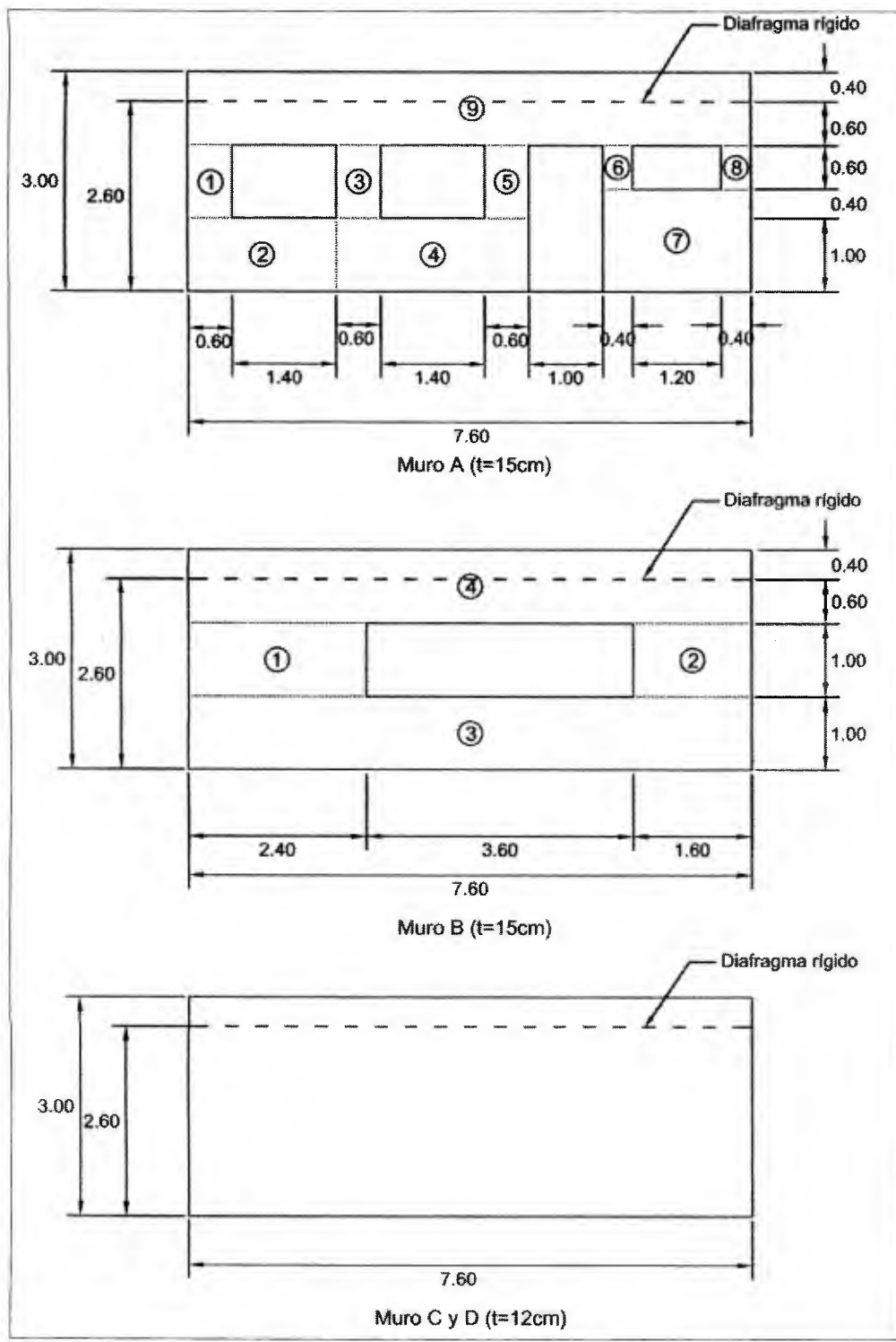


Figura 3-3. Vista lateral de los muros

3.2. Muros esbeltos de un edificio de cinco pisos

Los muros esbeltos estudiados forman parte de un edificio de cinco pisos, cuya vista en planta y fachada, se muestra en las figura 3-5 y 3.6. Este también se ubica en el Valle Central sobre suelo tipo S3. Este tipo de muro se halla, comúnmente, en edificios de apartamentos como el mostrado en la figura 3-4.

Se realizó un diseño formal de los muros rectangulares A y D, los cuales son idénticos, y de el muro alado 1 de esta estructura. En sus diseños se utilizó mampostería clase A, acero grado 60 y celdas totalmente rellenas.



Figura 3-4. Fotografía de edificio de apartamentos

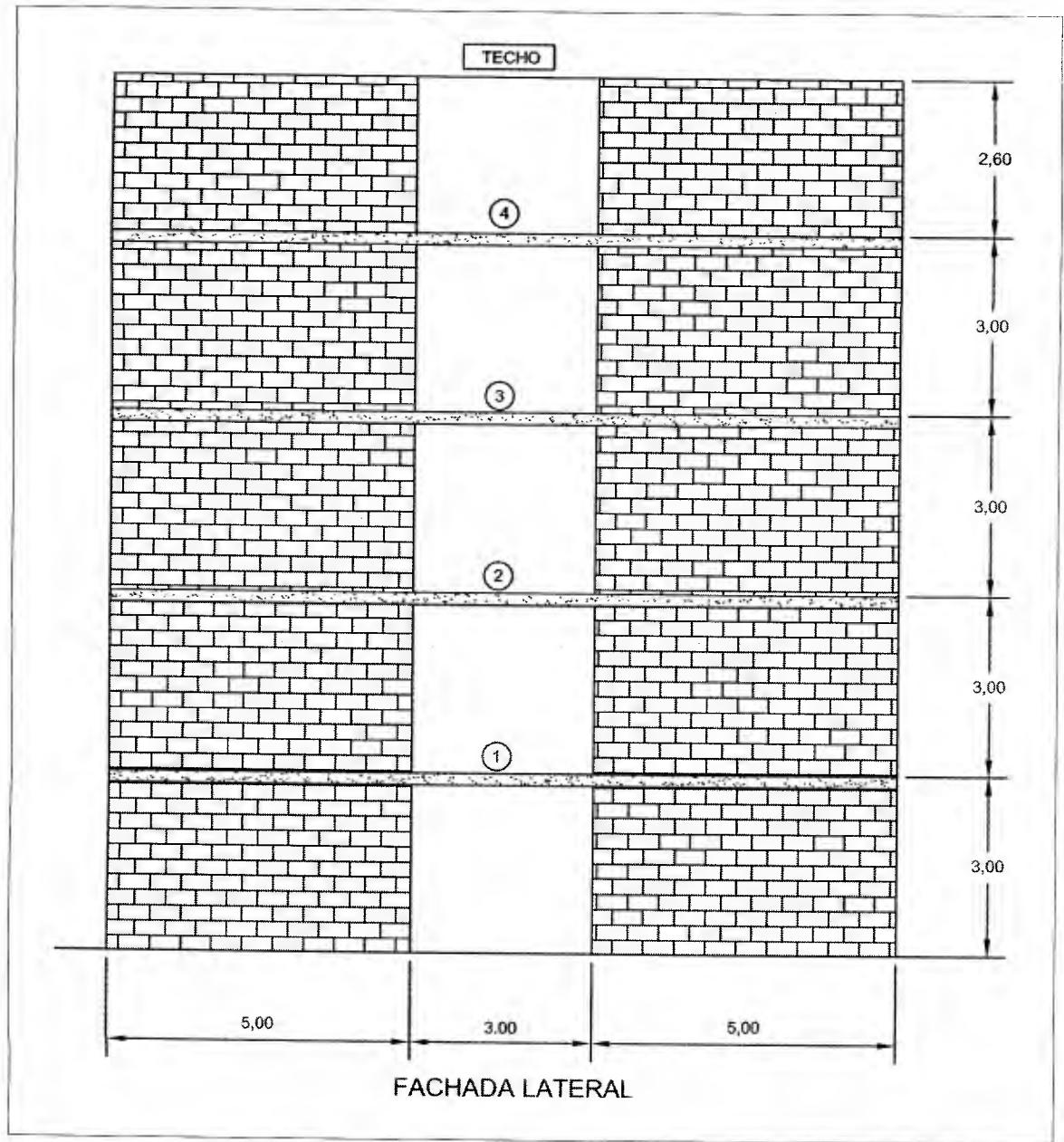


Figura 3-5. Fachada lateral del edificio

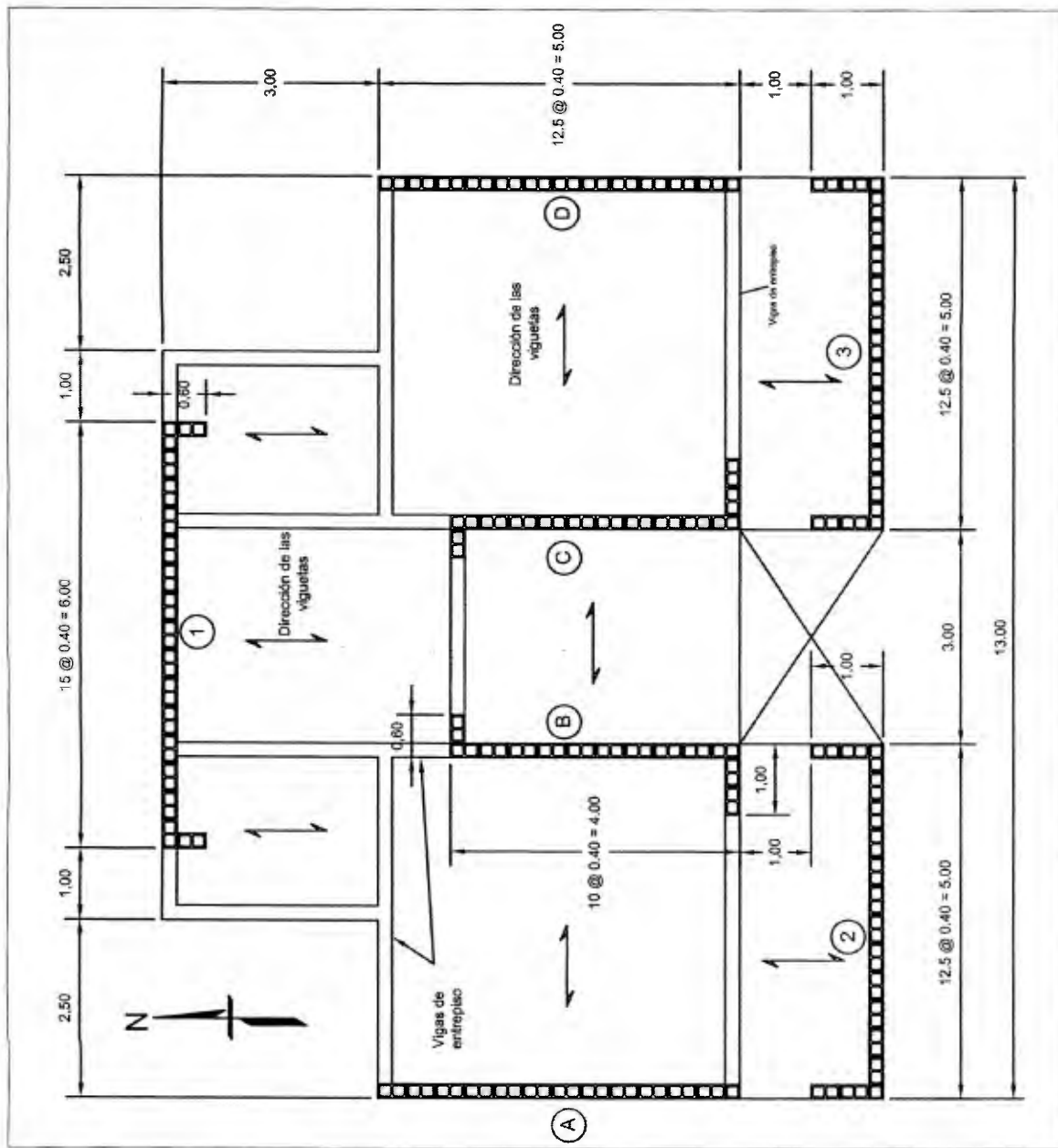


Figura 3-6. Vista en planta del edificio

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA MUROS DE CORTE

El diseño formal de los elementos estudiados se realizó de acuerdo con las especificaciones del Código Sísmico de Costa Rica y los principios del análisis de estructuras. A continuación se explica la metodología utilizada en el proceso de diseño. Esta información se complementa con la definición de conceptos del anexo A y notas adicionales en la memoria de cálculo de los anexos B y C.

4.1. Cargas de diseño

Son las cargas mínimas que participan en el diseño de toda estructura sismorresistente y se detallan en el capítulo 6 del CSCR.

4.1.1. Carga permanente

Se utiliza para la determinación de la fuerza sísmica y son los mismos valores definidos para el cálculo de las cargas gravitacionales. Se debe incluir al menos: peso propio de los elementos constructivos, peso de sistemas y componentes arquitectónicos, eléctricos y mecánicos, y peso de productos líquidos y sólidos.

4.1.2. Carga temporal

Se indica en la tabla 6.1 del CSCR, la cual no ha cambiado en el nuevo código. Las estructuras estudiadas son de uso habitacional, por lo que se utiliza una carga temporal de 200 kg/m².

4.1.3. Carga sísmica

Para encontrar la fuerza de sismo de la vivienda, se debe conocer el peso de la estructura. Para ello, se calcula el peso del techo, del entrepiso y de la mitad superior de las paredes. Luego se multiplica por el coeficiente sísmico.

El CSCR define el coeficiente sísmico³ como:

³ En el capítulo 5: Coeficiente sísmico del CSCR, se definen los componentes de esta ecuación.

$$C = \frac{a_{ef} I FED}{SR} \quad (4-1)$$

El modo en que se calcula la carga sísmica no cambia con el nuevo código, pero sí se aumentaron los valores de la ductilidad global asignada, μ , lo cual afecta el coeficiente sísmico.

El edificio estudiado cumple con las limitaciones del método estático para calcular los efectos del sismo sobre la edificación. Por esta razón, se utiliza el inciso 7.4 del CSCR para calcular el cortante en la base y la distribución de fuerzas sísmica por nivel.

4.1.4. Combinaciones de carga según el capítulo 6 del CSCR

$$CU = 1.4 CP \quad (4-2)$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 f_1 f_R CT + 1.6 CE \quad (4-3)$$

$$CU = 1.05 CP + f_1 f_R CT \pm CS + CE \quad (4-4)$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS + CE \quad (4-5)$$

Donde:

CU = carga última

CP = carga permanente

CT = carga temporal

CS = carga sísmica

CE = carga por empuje

6 5 7 8 7 0

El factor de reducción de la carga temporal, f_{Rt} , es una adición que se realizó en la versión 2010 del CSCR. En la sección 6.3 del CSCR 2010 se establece el valor de este factor.

4.2. Distribución del cortante

Las cargas laterales de sismo o viento se distribuyen a los elementos verticales (muros, columnas, etc.) a través de un diagrama. Para determinar cómo se distribuyen estas fuerzas, es de suma importancia diferenciar si la estructura tiene un diafragma rígido o flexible. Cuando se tiene un diafragma rígido, el cortante directo se distribuye según la rigidez de los

elementos; cuando se tiene un diafragma flexible, se distribuye en función de las áreas tributarias. Además, los diafragmas rígidos producen cortantes torsionales.

A continuación, se explica cómo se realiza la distribución del cortante cuando se tiene un diafragma rígido.

4.2.1. Cortantes directos

Cuando se tiene un diafragma rígido, la distribución de los cortantes directos se calcula en función de la rigidez relativa⁴ y existen diferentes métodos aproximados para calcularla. En el anexo A se describe el método que se utilizó de calcular la rigidez relativa de los elementos diseñados. El cortante directo (V_D) que actúa sobre cada muro se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_D = R_i \cdot FS \quad (4-6)$$

$$R_i = \frac{k_i}{\sum k_i} \quad (4-7)$$

Donde:

k_i es la rigidez del muro cuyo cortante directo se desea calcular.

$\sum k_i$ es la sumatoria de las rigideces de todos los muros orientados en forma paralela a la dirección del sismo.

R_i es la rigidez relativa del muro con respecto a todos los muros orientados en forma paralela a la dirección del sismo.

FS es la fuerza lateral de sismo.

4.2.2. Cortantes torsionales

Para obtener el cortante torsional (V_t) que actúa sobre un muro, en primer lugar, se debe calcular el momento torsional total de la estructura, el cual proviene de la carga lateral y el brazo producido por la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. Luego se

⁴ La rigidez de un muro es la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario en su cúspide. Para el cálculo del cortante directo, la rigidez relativa de un muro describe qué tan rígido es un muro con respecto todos muros de la estructura orientados de forma paralela a la dirección del sismo.

calcula el cortante torsional que toma cada muro, el cual depende del momento torsional, la rigidez relativa⁵ y la distancia desde el elemento hasta el centro de rigidez de la estructura.

A continuación, se explica el procedimiento seguido para calcular las excentricidades, el momento torsional y los cortantes torsionales de cada muro.

i) Excentricidad

Se calculan las excentricidades reales como la diferencia entre el centro de rigidez y el centro de masa en el sentido "x" y "y". Ellas se comparan con las excentricidades mínimas que corresponden al 5% de la máxima longitud perpendicular a la fuerza de sismo. Finalmente, las excentricidades de diseño corresponden al máximo valor en "x" y "y" resultante de la comparación anterior. Cuando rige la excentricidad mínima se desplaza el centro de masa de la estructura.

$$\text{Excentricidad real: } e_x = CM_x - x_r \quad e_y = CM_y - y_r \quad (4-8)$$

$$\text{Centro de masa: } CM_x = \frac{W_i x_i}{W_i} \quad CM_y = \frac{W_i y_i}{W_i} \quad (4-9)$$

Donde:

W_i es el peso de los elementos del diafragma participante.

x_i y y_i son la distancia desde el centroide de cada elemento hasta el eje de referencia.

$$\text{Centro de rigidez: } x_r = \frac{R_y x_i}{R_y} \quad y_r = \frac{R_x y_i}{R_x} \quad (4-10)$$

Donde:

R_x y R_y son la rigidez relativa de cada muro con respecto al total de los muros presentes.

x_i y y_i son la distancia desde el centroide de cada muro hasta el eje de referencia.

ii) Momento torsional

⁵ Para el cálculo de cortantes torsionales, la rigidez relativa describe qué tan rígido es un muro con respecto todos muros en el nivel analizado.

El momento torsional (M_t) que produce la carga lateral y el brazo que proviene de la excentricidad se puede definir como:

$$M_t = F \cdot e \quad (4-11)$$

Donde:

F es la carga lateral de sismo o viento.

e es la excentricidad.

iii) Cortantes torsionales

El cortante torsional (V_t) que toma cada muro se puede definir como:

$$V_t = \frac{M_t (R_i d_i)}{(R_i d_i)^2} \quad (4-12)$$

Donde:

M_t es el momento torsional.

R_i es la rigidez relativa de cada muro.

d_i es la distancia desde centroide de cada muro hasta el centro de rigidez de la estructura.

4.2.3. Cortante de diseño

Se calculan los cortantes producidos por el sismo en cada muro y en ambas direcciones ortogonales para determinar el caso crítico. En la siguiente figura se muestran los cortantes producidos por un sismo en una dirección.

Como se aprecia en la figura 4-1, en algunos casos, el cortante torsional (V_t) y el cortante directo (V_D) tienen la misma dirección y en otros, direcciones contrarias. Debido a que es conservador diseñar con el primer caso, el cortante total se calcula como:

$$V_{total} = V_t + V_D \quad (4-13)$$

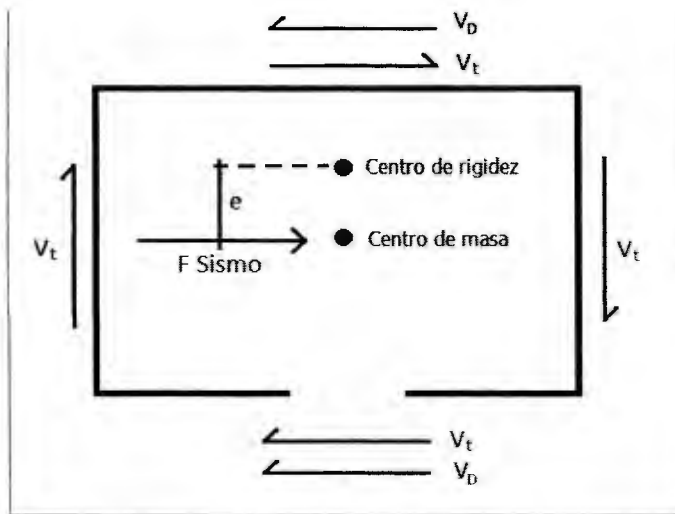


Figura 4-1. Cortantes combinados

4.3. Diseño de muros de corte

4.3.1. Análisis de rigidez

Cuando un muro tiene aberturas como ventanas y puertas, es necesario realizar un análisis de rigidez interno para determinar cómo se distribuye la carga lateral sobre los diferentes componentes del muro.

4.3.2. Cortante, momento y carga axial última sobre cada elemento del muro

Para calcular las cargas últimas, se deben factorizar las cargas permanentes, temporales y sísmicas mediante las combinaciones de carga presentadas en la sección 4.1.4.

Los diseños estudiados consideran el cortante y el momento que son productos de solamente la carga de sismo, por lo que no es necesario factorizar los valores para hallar el cortante y momento último.

Por otra parte, la carga axial está compuesta de carga permanente, carga temporal y, en algunos casos, también de carga sísmica. Entonces para determinar la carga axial última, se calculan las combinaciones de carga que incluyen sismo y se utiliza para diseñar el valor más bajo. Este valor representa la condición crítica dado que conforme disminuye la carga axial, aumenta la posibilidad de agrietamiento del muro.

4.3.3. Factor de reducción

En la tabla 9.1 de la sección 9.4.2 del CSCR se define el factor de reducción ϕ para los diferentes tipos de refuerzo y se reproduce en la figura 4-2.

Elemento mecánico	Mampostería Clase A	Mampostería Clase B	Mampostería Clase C
Flexión y carga axial	$\phi = 0.80 - \frac{1.5P_u}{A_e f'_m}$ $0.60 \leq \phi \leq 0.80$	$\phi = 0.75 - \frac{1.5P_u}{A_e f'_m}$ $0.55 \leq \phi \leq 0.75$	$\phi = 0.60 - \frac{1.5P_u}{A_e f'_m}$ $0.40 \leq \phi \leq 0.60$
Cortante y torsión	$\phi = 0.60$	$\phi = 0.55$	$\phi = 0.40$
Longitudinal de desarrollo y traslapes	$\phi = 0.80$	$\phi = 0.75$	$\phi = 0.70$
Aplastamiento	$\phi = 0.60$	$\phi = 0.50$	$\phi = 0.40$

Figura 4-2. Factores de reducción del CSCR

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica 2002

En el CSCR 2010, se ha excluido la mampostería clase C para uso estructural, por lo que la última columna de la tabla anterior fue eliminada.

4.3.4. Refuerzo mínimo

El acero mínimo para muros se define en la sección 9.3.3 (c) del CSCR, donde se establece que:

“La suma de las áreas del refuerzo vertical y horizontal debe ser al menos 0.002 veces el área bruta del muro y la cantidad mínima de refuerzo en cualquiera de las dos direcciones debe ser 0.0007 veces el área bruta del muro.”

Es decir,

$$A_{s \text{ min total}} = 0.002 b t \quad (4-14)$$

$$A_{s \text{ min una dirección}} = 0.0007 b t \quad (4-15)$$

4.3.5. Revisión en flexocompresión

4.3.5.1. Muro rectangular

Para muros sin alas en sus extremos, la sección 9.7.6 propone diseñar utilizando las siguientes ecuaciones:

$$M_n = \frac{A_s f_y l_w}{2} \left(1 + \frac{P_n}{A_s f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \quad (4-16)$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2\alpha + 0.72} \quad (4-17)$$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{t l_w f'_m} \quad (4-18)$$

$$\beta = \frac{P_n}{t l_w f'_m} \quad (4-19)$$

Se revisa que se cumpla:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (4-20)$$

4.3.5.2. Muro alado

Para muros con alas en sus extremos, se usa el siguiente proceso iterativo para el diseño en flexocompresión. En la página 121, se puede encontrar el caso aplicado de este proceso que puede servir como ejemplo para comprender mejor la metodología utilizada.

Partiendo de que todo el acero de refuerzo está en cedencia, se supone un primer valor para la profundidad del bloque de compresión "a" y con ello se calcula la ubicación del eje neutro "c". Estos valores se definen como:

$$a = \frac{P_n + \sum_{i=1}^{i=j} A_{si} f_y}{0.85 f'_m t} \quad (4-21)$$

$$c = a/0.85 \quad (4-22)$$

Si el eje neutro se encuentra en el alma se tiene un comportamiento de viga T, lo cual requiere que se considere dentro del valor de la mampostería en compresión, C_m , la contribución del ala y de aquella parte del alma en compresión.

La figura 4-3 muestra las fuerzas de tracción y compresión que actúan dentro del muro. Posteriormente, se muestran las ecuaciones utilizadas para calcular los valores de estas fuerzas.

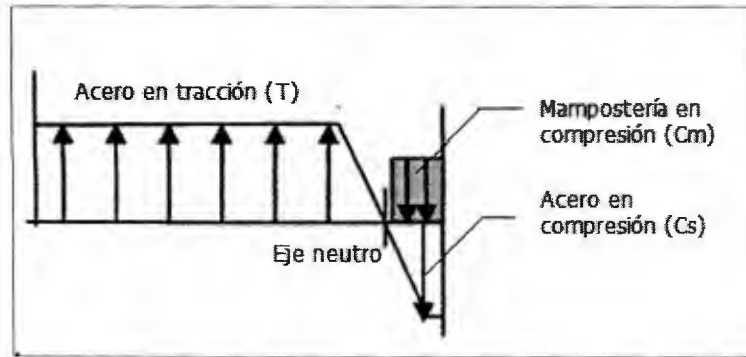


Figura 4-3. Diagrama de fuerzas

$$C_m = 0.85 f'_m t a \quad (4-23)$$

$$C_s = \sum_{i=1}^{j} A_{si} f_y \quad (4-24)$$

$$T = \sum_{j+1}^n A_{si} f_y \quad (4-25)$$

El término "i" se refiere a las varillas que conforman el refuerzo vertical, donde las varillas de 1 a "j" están sometidas a tracción y las varillas desde "j+1" hasta "n" están sometidas a compresión.

Con estos valores se comprueba el equilibrio con la siguiente ecuación.

$$C_m + C_s - T = P_n \quad (4-26)$$

Es decir, las fuerzas internas (C_m , C_s y T) deben estar en equilibrio con las cargas externas (P_n). El CSCR permite que este equilibrio no se cumpla exactamente, siempre y cuando esté dentro del rango de aceptación. En el CSCR 2002 el rango de aceptación es $\pm 3\%$ y en el CSCR 2010 es $\pm 10\%$. Si no hay equilibrio, se toma un nuevo valor de "a" y se repite el proceso hasta lograr una aceptable convergencia.

Por último, el valor del momento nominal se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_n = C_m \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n f_y A_{si} (c - x_i) + P_n \left(\frac{l_w}{2} - c \right) \quad (4-27)$$

Este valor debe cumplir con:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (4-28)$$

4.3.6. Revisión en cortante

Esta revisión se basa en la sección 9.7.5 del CSCR, donde se busca que se cumpla la relación:

$$V_u \leq \phi(V_m + V_s) \quad (4-29)$$

Como se explica en el capítulo II, las ecuaciones que definen la contribución de la mampostería, V_m , y la contribución del acero, V_s , a la resistencia de cortante han cambiado, significativamente, en el nuevo código. Para estructuras con ductilidad global mayor que uno, la fuerza cortante de diseño se debe multiplicar por un valor que también ha sufrido variación en la nueva versión de código. Adicionalmente, en el nuevo código se incluye un límite máximo para la capacidad nominal. Las ecuaciones utilizadas para la revisión del cortante se muestran en el cuadro 4-1.

Cuadro 4-1. Ecuaciones para la revisión en cortante

	CSCR 2002	CSCR 2010
$V_{diseño}$	Si $\mu > 1.0$ $V_{diseño} = V_u * SR$	Si $\mu > 1.0$ $V_{diseño} = V_u * \frac{FED_{dg=1}}{FED_{dg \text{ análisis}}}$
V_m	$V_m = 0.15 \overline{f'_m} + 0.20 P_u/A_g \quad db_w$	$V_m = 1 - 0.44 \frac{M_u}{V_u d} \overline{f'_m} + 0.25 \frac{P_u}{A_g} \quad db_w$
V_s	$V_n = \frac{A_{sh} f_y d}{S_h}$	Acero horizontal embebido en concreto: $V_n = \frac{0.5 A_{sh} f_y d}{S_h}$ Acero horizontal sobre la sisa: $V_n = \frac{0.25 A_{sh} f_y d}{S_h}$
$V_{n_{máx}}$	No se establecen los límites	Cuando $M_u/V_u d \leq 0.25$: $V_n \leq 1.6 \overline{f'_m} \quad db_w$ Cuando $M_u/V_u d \geq 1.0$: $V_n \leq 1.06 \overline{f'_m} \quad db_w$ Para valores de $M_u/V_u d$ entre 0.25 y 1.0 se debe interpolar

El CSCR establece que, para paredes rellenas, el ancho del alma del muro (b_w) es igual al espesor de la pared y, para paredes parcialmente rellenas, b_w es el espesor de la pared menos el ancho máximo del hueco interno del bloque en dirección perpendicular a la fuerza cortante.

También se indica que el valor de "d" se debe considerar como $0.80l_w$, donde l_w es la longitud la pared. Sin embargo, este valor es demasiado conservador, por lo que se debe utilizar la definición de "d". Es decir, la distancia entre la fibra extrema del bloque en compresión y el centroide del acero en la capa extrema en tracción. Sobre este tema se profundiza más adelante.

4.3.7. Revisión de acero máximo

En el CSCR 2002 no se indica la forma en que se debe llevar a cabo la revisión del acero máximo para muros de corte. Se establece únicamente un tamaño de varilla máximo en el inciso 9.3.3 (c), que indica que el diámetro del refuerzo vertical no debe ser mayor que un octavo del espesor nominal del bloque.

En el CSCR 2010, además de la restricción máxima de diámetro anterior, se señala que el diámetro de la varilla vertical debe ser menor que una cuarta parte de la dimensión más pequeña de la celda. Adicionalmente, en la sección 9.7.7, se detalla la forma en que se debe revisar la cuantía máxima de acero, la cual se explica a continuación.

La distribución de deformaciones unitarias en la sección considerada se supone que varía linealmente desde un máximo, e_{mur} , en la fibra externa en compresión hasta " α " veces la deformación unitaria de cedencia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción. El valor de " α " depende de la relación momento-cortante:

Quando el valor de $M/Vd \geq 1.0$, $\alpha = 4.0$

Quando el valor de $M/Vd < 1.0$, $\alpha = 1.5$

Las fuerzas de compresión deben estar en equilibrio con las fuerzas de tracción proporcionadas por el acero de refuerzo para la combinación de cargas $1.0 CP + 0.75 CT + 0.525 CS$.

De la figura 4-4, la fuerza de compresión del la mampostería es:

$$C_m = 0.85 f'_m \left[0.85 \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha \varepsilon_y} d \right] b \quad (4-30)$$

La fuerza axial en el acero a compresión es:

$$C_s = f_y A_s \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha \varepsilon_y} \right) \left[\frac{\varepsilon_{mu} - \varepsilon_y}{\varepsilon_{mu}} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{mu}} \right] \quad (4-31)$$

La fuerza axial en el acero a tracción es:

$$T_s = f_y A_s \left(\frac{\alpha \varepsilon_y}{\varepsilon_{mu} + \alpha \varepsilon_y} \right) \left[\frac{\alpha \varepsilon_y - \varepsilon_y}{\alpha \varepsilon_y} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\varepsilon_y}{\alpha \varepsilon_y} \right] \quad (4-32)$$

La capacidad en compresión es:

$$P = C_s + C_m - T_s \quad (4-33)$$

Fuerza axial esperada durante el sismo:

$$P' = CP + 0.75 CT - 0.525 CS \quad (4-34)$$

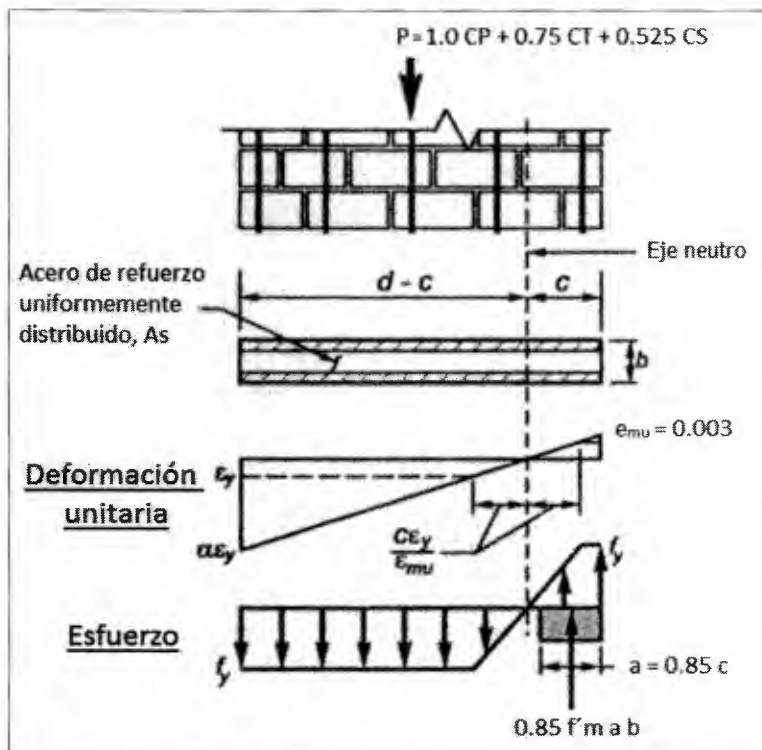


Figura 4-4. Condiciones para determinar la cuantía máxima de acero

Si P' es menor que P , la cantidad de acero es adecuada.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En primera instancia, se realizaron todos los diseños con la definición de " $d = 0.8 * l_w$ " tal y como está definido en el CSCR. Al diseñar los muros esbeltos, se encontró que no cumplían con los requisitos de acero máximo ni con la resistencia requerida en cortante. El caso se estudió y se revisó con ejemplos de cálculo basados en el TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08 y se llegó a la conclusión de que la definición de " d " utilizada en el CSCR es extremadamente conservadora y afecta en especial el diseño de muros controlados por flexión, los cuales tienden a estar totalmente rellenos. Por esta razón, se corrigieron todos los diseños tomando " d " como la distancia entre la fibra extrema del bloque en compresión y el centroide del acero en la última capa tracción.

5.1. Muros chatos de una vivienda

Se realizó un diseño formal de una estructura compuesta por cuatro muros chatos unidos por un diafragma rígido: dos sin perforaciones, uno con una abertura de ventana y una con varias aberturas. En el capítulo III, se describe con mayor detalle la estructura y, en los anexos B.1 y C.1 se presenta la memoria del cálculo del el diseño de la estos muros.

Los diseños de la vivienda se realizaron con mampostería clase B ($f' m = 70 \text{ kg/cm}^2$) y acero grado 40 (2800kg/cm^2).

5.1.1. Muros sin aberturas

Tanto en el análisis realizado con el CSCR 2002 como con el CSCR 2010, el acero de refuerzo que se obtuvo está definido por los requisitos de acero mínimo. En el cuadro 5-1, se presentan las variables y resultados para el muro D.

A pesar de que no se produjo variación en el diseño final, es importante resaltar algunas diferencias en los valores de diseño que se observan en el cuadro 5-1 y en los otros muros de este tipo:

- Debido al aumento en la ductilidad global asignada, se produce un aumento del 29% en el momento último (M_u) y el cortante último de análisis (V_u). Sin embargo, el cortante último de diseño ($V_{u \text{ diseño}}$) es el mismo en ambos casos. Esto se debe a que, como se explica en la sección 3.2, cuando la ductilidad global asignada es mayor que

uno se debe multiplicar por un valor que depende del factor espectral dinámico para diseñar con el cortante correspondiente a un comportamiento elástico.

- Con la nueva ecuación para calcular la contribución de la mampostería en la capacidad en cortante (V_m) se obtienen valores mucho mayores. En los muros diseñados, se observa que este valor aumenta entre 200 y 400 por ciento.
- Como es de esperar, la contribución del acero en la capacidad en cortante (V_s) se reduce en el 50% cuando el concreto está embebido y el 75% cuando no lo está.
- Al final la disminución del V_s , se contrarresta con el gran aumento en el V_m , por lo que se observa que el cortante nominal (V_n) calculado aumenta el 12% cuando el acero se encuentra embebido en concreto y solamente se reduce el 9%.
- En este caso, la diferenciación que se hace entre los muros con el acero embebido en concreto y aquellos con el acero colocado sobre la sisa (no embebido) no afecta ya que en ambos casos el resultado es igual.
- El nuevo requisito de acero máximo no afecta los resultados, ya que en todos los casos se cumple por un margen bastante amplio.

Cuadro 5-1. Resumen de diseño y porcentajes de variación para muros sin perforaciones

Ítem	CSCR 2002	CSCR 2010		
		Embebido		No embebido
Resultado	Bloque de 12cm Acero vertical: 1#3@60cm Acero horizontal: 1#3@60cm	Igual		Igual
Ductilidad global asignada	1.0	1.5		
P_u	11.13 ton	11.13 ton	0%	Igual
Flexión	M_u	25.51 tonm	18.06 tonm -29%	Igual
	M_n	136.86 tonm	136.86 tonm 0%	Igual
	A_s máx	#4 máximo: Cumple	Cumple	Cumple
Cortante	V_u	9.81 ton	6.95 ton -29%	Igual
	V_u diseño	9.81 ton	9.81 ton 0%	Igual
	V_m	4.27 ton	21.08 ton 393%	Igual
	V_s	24.85 ton	12.43 ton -50%	6.21 ton -75%
	ϕV_n	16.02 ton	18.34 ton 15%	15.01 ton -6%

5.1.2. Muros con aberturas

Como se explicó en el capítulo III, se estudió un muro con una abertura grande de ventana (muro B) y otros con múltiples aberturas (muro A).

El diseño formal del muro B da como resultado acero definido por los requisitos de acero mínimo. Los resultados son muy similares al muro sin perforaciones, por lo que lo expuesto en el punto anterior, también aplica para este tipo de muro.

La distribución de las ventanas en el muro A produce el efecto de columna corta. Este efecto se da cuando un elemento, al ser más corto, aumenta su rigidez y bajo cargas laterales⁶, atraerá fuerzas que pueden estar desproporcionadas con su resistencia. Además, en los pilares extremos la carga axial⁷ es muy baja lo que reduce la resistencia al corte y a la flexión. En estos pilares es donde se observan cambios significativos (pilares 1, 6 y 8 de la figura 5-1).

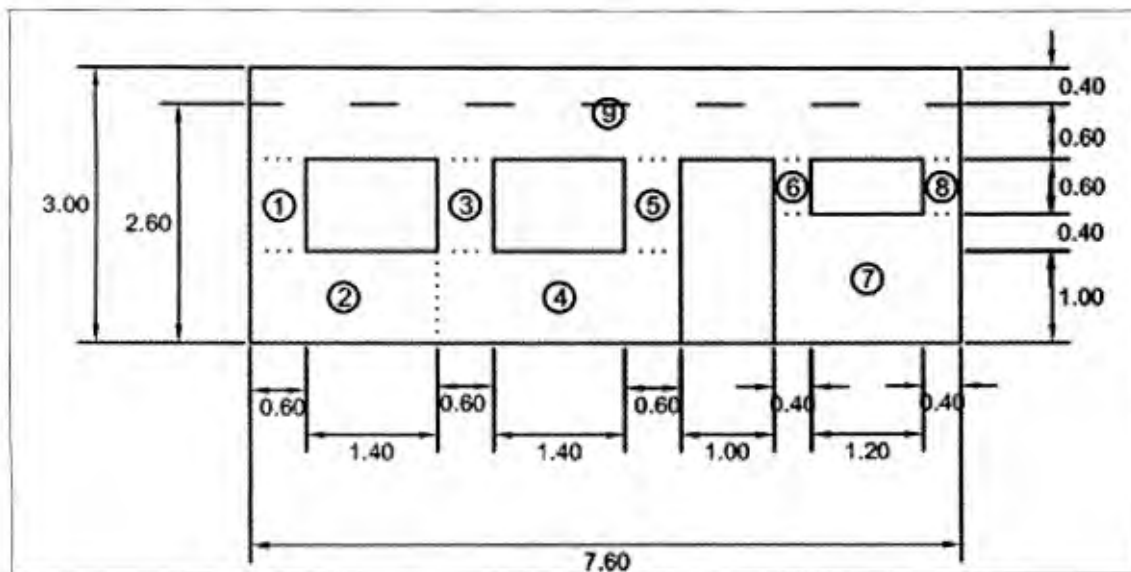


Figura 5-1. Vista lateral del muro A

⁶ Cargas que se distribuyen según la rigidez de los elementos resistentes.

⁷ La carga axial tiene una contribución positiva ya que ayuda a cerrar las grietas que se forman en el muro.

Cuadro 5-2. Resumen de diseño y porcentajes de variación del pilar 1 del muro A

Ítem	CSCR 2002	CSCR 2010	
		Embebido	No embebido
Resultado	Bloque de 15cm Acero vertical: 2#4 Acero horizontal: 1#3@40cm	Bloque de 15cm todas celdas rellenas Vertical: 2#3 Horizontal: 1#3@60cm	0% 33% -45% -67%
Flexión	P_u	0.15 ton	0.39 ton 160%
	M_u	1.00 ton.m	0.71 tonm -29%
	M_n	1.92 tonm	1.18 tonm -38%
	A_s máx	#4 máximo: Cumple requerimiento	Cumple requerimiento
Cortante	V_u	1.99 ton	1.41 ton -29%
	V_u diseño	1.99 ton	1.99 ton 0%
	V_m	0.32 ton	3.58 ton 1031%
	V_s	4.97 ton	0.83 ton -83%
	ϕV_n	2.91 ton	2.42 ton -17%

Al rellenar todas las celdas, el acero queda embebido en el concreto.

Como se observa en el cuadro 5-2, el resultado del diseño formal con cada código dio cantidades de acero y concreto de rellenos diferentes. Esto se debe al cambio en las ductilidades globales y en las nuevas ecuaciones para calcular la capacidad en cortante.

Al igual para los muros sin perforaciones, se produce una reducción del 29% en el momento último (M_u) y el cortante último de análisis (V_u) producto del aumento en la ductilidad global asignada. Pero el cortante último de diseño (V_u diseño) es el mismo en ambos casos, ya que el CSCR 2010 indica que el diseño en cortante se debe realizar suponiendo un comportamiento elástico, es decir, con una ductilidad global igual a uno. La carga axial última también se ve afectada debido a que en el diseño de muros con perforaciones, se consideró que existe una carga axial en los pilares producida por la carga lateral de sismo. La carga axial última calculada con el CSCR 2010 es más de cinco veces mayor. Considerando que conforme disminuye la carga axial, aumenta la posibilidad de agrietamiento del muro, se puede afirmar que el incremento en la carga axial y la disminución en momento son las razones por la que la cantidad de acero vertical calculado con el nuevo código disminuye.

En el caso estudiado, cuando no todas las celdas están rellenas, el cortante nominal máximo que establece el CSCR 2010 no permite que se obtenga la capacidad en cortante necesaria. Por esta razón fue necesario rellenar todas las celdas (ver sección B.1.3, p.80).

En los otros pilares con importantes concentraciones de cortante se produjo una disminución de más del 50% en el acero horizontal, debido al aumento en la carga axial última (producto de la disminución en la carga de sismo) y a la nueva ecuación V_m .

5.1.3. Resultados totales

La estructura estudiada no sufrió cambios en el resultado final en tres de sus cuatro paredes. Solamente el muro A (muro con varias perforaciones) tuvo cambios en la cantidad de acero y concreto de relleno. En el cuadro 5-3 se muestra la cantidad de acero (en kilogramos) y concreto de relleno (en metros cúbicos).

Considerando todos los muros de la estructura, la variación en materiales (ver el cuadro 5-4) no es muy elevada. Se observa una disminución de 3.1% en la cantidad de acero y un aumento de 0.9% en la cantidad de concreto de relleno.

Cuadro 5-3. Cantidad de acero y concreto de relleno del muro A

	CSCR 2002	CSCR 2010	variación
kg acero horizontal	26.8	23.2	-13.4%
kg acero vertical	31.3	28.4	-9.2%
Kg acero total	58.1	51.6	-11.1%
m ³ concreto de relleno	0.697	0.619	3.7%

Cuadro 5-4. Cantidad de acero y concreto de relleno de todos los muros

	CSCR 2002	CSCR 2010	variación
kg acero horizontal	100.8	97.2	-3.6%
kg acero vertical	108.4	105.5	-2.7%
Kg acero total	209.2	202.7	-3.1%
m ³ concreto de relleno	2.35	2.37	0.9%

5.2. Muros esbeltos de un edificio de cinco pisos

A continuación, se muestran las variables usadas en el diseño y los resultados cuantitativos del diseño de un muro rectangular y un muro alado de un edificio de 5 pisos. En el capítulo III se describe con mayor detalle la estructura y en los anexos B.2 y C.2 se presenta la memoria del cálculo del diseño de la estos muros.

Los diseños del edificio se realizaron con mampostería clase A ($f'm = 100 \text{ kg/cm}^2$) y acero grado 60 (4200kg/cm^2).

5.2.1. Muro rectangular

Los resultados del diseño formal de los muros rectangulares (sin alas), presentados en el cuadro 5-5, permiten evaluar cómo los cambios en el Código Sísmico de Costa Rica afectan los muros esbeltos hallados comúnmente en estructuras de varios pisos como edificios.

Cuadro 5-5. Resultados para el muro esbelto rectangular en su base

Ítem		CSCR 2002	CSCR 2010	Porcentaje de variación
Análisis	Ductilidad global	1.5	2	33%
	FED	1.77	1.44	-19%
	Coefficiente sísmico	0.319	0.259	-19%
	Cortante en el muro (ton)	42.6	34.6	-19%
Flexión	M_u (ton.m)	410	333	-19%
	Acero vertical propuesto	#6 @ 20cm	#5 @ 20cm	-30%
	ϕM_n (ton.m)	462	349	-24%
	Acero máximo	Máximo #7	Se cumple $P' < P$ Con una diferencia de 17%	-
Cortante	V_u (ton)	42.6	34.6	-19%
	V_u de diseño (ton)	85.1	60.0	-29%
	V_m (ton)	27.8	71.2	156%
	V_s requerido (ton)	114.1	28.8	-75%
	Acero horizontal propuesto	2#3 @ 20cm	2#3 @ 40cm	-50%

Al igual que la estructura de la vivienda estudiada, el aumento en la ductilidad global produce una reducción en la carga sísmica. En este caso, la carga la carga sísmica se reduce el 19%. Consecuencia de lo anterior, la cantidad de acero vertical se reduce en el 30%.

El efecto combinado de la reducción en el cortante último de diseño, el cambio en la ecuación para calcular V_m y la reducción del V_s produce que la cantidad de acero horizontal se reduzca en un 50 por ciento.

Con respecto al nuevo requisito de cuantía de acero máximo, el resultado señala que el límite no se supera para la cantidad de acero requerida. Sin embargo, se calculó que si se usara varilla #6 este requisito no se cumpliría.

5.2.2. Muro alado

En el cuadro 5-6 se muestran los valores utilizados y resultados del diseño formal, con ambos códigos, de un muro con alas en los extremos.

Cuadro 5-6. Resultados de muro esbelto alado

Ítem		CSCR 2002	CSCR 2010	Porcentaje de variación
Análisis	Ductilidad global	1.5	2	33%
	FED	1.77	1.44	-19%
	Coefficiente sísmico	0.319	0.259	-19%
	Cortante en el muro (ton)	63.3	51.5	-19%
Flexión	M_u (ton.m)	610	496	-19%
	Acero vertical propuesto	#6 @ 20cm	#5 @ 20cm	-30%
	ϕM_n (ton.m)	860.1	658.3	-23%
	Acero máximo	Máximo #7	Se cumple $P' < P$ Con una diferencia de 20%	-
Cortante	V_u (ton)	63.3	51.5	-19%
	V_u de diseño (ton)	126.6	89.3	-29%
	V_m (ton)	29.8	81.0	172%
	V_s requerido (ton)	181.3	67.9	-63%
	Acero horizontal propuesto	#3 + #4 @ 20cm	No cumple ec. 9-26	-

Al igual que el muro rectangular, el acero vertical se reduce el 30 por ciento debido al aumento en la ductilidad global asignada y a la correspondiente reducción del coeficiente sísmico.

En el diseño en cortante, la reducción en el cortante último de diseño y el cambio en la ecuación para calcular V_m producen que el V_s requerido se reduzca en el 85 por ciento. En principio, esto sugiere que la cantidad de acero horizontal se reduciría; sin embargo, esto no sucede así. En la memoria de cálculo (sección B.2.3, p.125) se puede observar que, cuando se utilizan 2 varillas #4, el cortante nominal máximo es menor que el cortante nominal calculado y al revisar que $\phi V_{n\text{ máximo}}$ sea mayor que el cortante último de diseño, la respuesta es negativa, es decir, no se cumple con la resistencia requerida en cortante.

Este resultado indica que podría existir una falla por aplastamiento del puntal diagonal de compresión, por lo que se tendría que aumentar la resistencia de la mampostería o las dimensiones del muro.

El requisito de acero máximo se comporta igual que el muro rectangular. Se encontró que tanto con el CSCR 2002 como con el CSCR 2010 el requisito se cumple. El CSCR 2002 el requisito es menos estricto ya que permitiría utilizar varilla #7, mientras que el con el CSCR 2010 en este caso el usar varilla #6 no cumpliría con la relación: $P' < P$.

CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

La investigación realizada permite predecir el efecto combinado de todos los cambios en el resultado final de diseño tanto de los muros típicos de una vivienda como de un edificio de varios niveles. Adicionalmente, explica la forma en que cada uno de los cambios principales descritos en el capítulo II afectan partes específicas del diseño.

6.1.1. Muros chatos típicos de viviendas de una o dos plantas

El resultado final del diseño de muros chatos sin perforaciones, producto del efecto combinado de los cambios realizados en el CSCR 2010, es que no se generan cambios sustanciales en la cantidad de acero horizontal o vertical. Incluso, los muros con perforaciones, donde los pilares o sub-muros ubicados a los costados de buques de puertas y ventanas son relativamente largos⁸, tampoco sufren cambios en la cantidad de acero.

Por el contrario, con las nuevas propuestas sí se observan cambios importantes en muros chatos con varias perforaciones y con pilares relativamente cortos en los extremos con altas concentraciones de cortante (efecto de columna corta). La introducción del valor máximo de la capacidad a cortante, V_n máximo, obliga en algunos casos a rellenar todas las celdas. Esto permite que se pueda reducir la cantidad de acero horizontal, ya que la contribución de la mampostería en la resistencia en cortante aumenta considerablemente. Cuando los pilares ubicados a los lados de las aberturas son más largos, no es necesario rellenar las celdas pero la cantidad de acero horizontal requerido aumenta con respecto a lo que los profesionales están acostumbrados.

En ninguno de los casos estudiados resultó más beneficioso utilizar acero horizontal totalmente embebido en el concreto. Comparando la resistencia en cortante (V_n), según las ecuaciones del CSCR 2010, de un muro con el acero horizontal embebido en concreto y uno donde el acero no está totalmente embebido, la resistencia en cortante del elemento, en el segundo caso, se reduce solamente alrededor del 20 por ciento, a pesar de que la contribución del acero se reduce en el 50 por ciento. Es importante destacar que si se desea

⁸ Sub-muros o pilares cuya longitud es superior a su altura.

usar acero horizontal totalmente embebido en el concreto, el diseñador debe considerar el aumento en el peso de las paredes y el consecuente aumento en las fuerzas de sismo.

6.1.2. Muros esbeltos típicos de edificios de varios niveles

Se encontró un error en la definición de "d" del CSCR, " $d=0.8*lw$ ". Esta definición es extremadamente conservadora y da como resultado que en ninguno de los casos de muros esbeltos estudiados se logre cumplir con el requisito de acero máximo ni con la capacidad en cortante.

Lo correcto es definir "d" como lo hace el TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08, es decir, la distancia entre la fibra extrema del bloque en compresión y el centroide del acero en la capa extrema en tracción. Al realizar la corrección, el requisito de acero máximo se cumple en todos los casos estudiados.

Producto del aumento en las ductilidades globales y, en consecuencia, la reducción de la carga de sismo, se reduce en el 30 por ciento el acero vertical de los muros. Además, el cambio en las ecuaciones del diseño en cortante y a la disminución de la fuerza de cortante para el diseño (producto del cambio en el factor que multiplica el cortante de análisis explicado en la sección 2.2.1) produce una disminución del 50 por ciento la cantidad de acero horizontal.

Por otra parte, en muros esbeltos con fuerzas de cortante altas, la introducción del valor máximo de la capacidad a cortante, V_n máximo, obliga a que se aumenten sus dimensiones o a que se aumente la resistencia en compresión de la mampostería.

6.1.3. Conclusiones del efecto específico de cada cambio

El aumento en la ductilidad global asignada produce una reducción de entre el 20 y el 30 por ciento en la carga de sismo. Este cambio afecta el momento último utilizado para diseñar en flexión, pero no afecta la fuerza cortante que se utiliza en el diseño en cortante. Esto último se explica porque el CSCR 2010 indica que el diseño en cortante siempre se debe realizar con la fuerza producida por un comportamiento elástico, es decir, con ductilidad global igual a uno.

Al analizar más detalladamente el efecto de las nuevas ecuaciones de la contribución de la mampostería y del acero en la resistencia al corte (V_s y V_m respectivamente), se concluye que la reducción a la mitad de la ecuación de V_s se contrarresta con la nueva ecuación de V_m (la cual, como se demostró, produce valores mucho mayores que con la ecuación del CSCR 2002). Por esta razón, en la generalidad de los casos la variación del valor de la capacidad nominal calculada y la cantidad de acero horizontal varían muy poco entre ambos códigos. En algunos casos, donde se disminuye la cantidad de acero horizontal requerido, se debe principalmente a la reducción en el cortante último.

Debido a que los muros chatos son controlados por cortante, la especificación del nuevo código sobre el cálculo del acero máximo admisible no afecta el diseño. Esta especificación se vuelve crítica en los muros esbeltos donde, al ser controlados por flexión, el múltiplo de la deformación de cedencia es cuatro y tienden a presentar una condición más restringida.

La introducción del valor máximo de la capacidad en cortante afecta considerablemente muchos de los diseños. Este valor máximo pretende evitar una falla por aplastamiento del puntal de compresión diagonal, la cual no se consideraba en el código anterior. Cuando el valor máximo no cumple con los requisitos de cortante, se puede aumentar su valor de las siguientes formas: rellenando todas las celdas, aumentando el espesor o la longitud de la pared, o usando una mayor resistencia a la compresión de prismas de mampostería (f'_m).

6.2. Recomendaciones

De la investigación realizada, derivan importantes recomendaciones con respecto a los cambios realizados en el CSCR 2010.

En primer lugar, la definición de la variable "d" utilizada en los cálculos de la resistencia de cortante y de acero máximo de CSCR 2010 debe ser corregida. Otros códigos de diseño, por ejemplo, el TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08, utilizan "d" como la distancia entre la fibra extrema del bloque en compresión y el centroide del acero en la capa extrema a tracción. Se sugiere que sea esta segunda definición la que se utilice en los cálculos del diseño de muros de corte.

En segundo término, además de la definición de "d", el código actual contiene otros valores que podrían ser muy conservadores; cabe mencionar entre ellos los factores de reducción

(φ). Es recomendable un estudio posterior de cómo modificar este valor para que reflejen mejor la realidad de nuestro país en cuanto a calidad de mano de obra y materiales.

Para una futura versión del CSCR, se debe presentar de forma más clara el método de cálculo de la cuantía máxima de acero admisible. Se recomienda que en las ecuaciones [9-7], [9-8] y [9-9] del CSCR se remplace el factor que multiplica la deformación unitaria ϵ_y (es decir, 1.5) por una variable (por ejemplo, α) e indicar que para vigas, pilares y columnas α es 1.5. Posteriormente, en los incisos 9.7.7 b) y 9.7.7 c) se puede adicionar una nota que señale que α es 4.0 y que α es 1.5, respectivamente.

Por último, las ecuaciones que limitan la capacidad a cortante (9-25 y 9-26 de CSCR 2010) provocan que, en muros con fuerzas de cortante altas se deba aumentar el área de sección. Siendo este un cambio que podría afectar el diseño de muchas estructuras en el país, es también recomendable estudiar con mayor profundidad la falla por aplastamiento del puntal de compresión.

BIBLIOGRAFÍA

Códigos de diseño

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (2003). *Código Sísmico de Costa Rica 2002*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (2007). *Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2002*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (2011). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. Costa Rica.

International Code Council, Inc (1998). *International Building Code 2000*. EE.UU.

TMS/ACI/ASCE (2008). *Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08)*. EE.UU.

TMS/ACI/ASCE (2008). *Commentary on Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08)*. EE.UU.

TMS/ACI/ASCE (2008). *Specifications for Masonry Structures (ACI 530.1-08 / ASCE 6-08 / TMS 602-08)*. EE.UU.

Literatura

Concrete Masonry Association of California and Nevada. (2008). *Masonry CHRONICLES*.

Klingner, R. E. (2011). *Especificación, diseño y cálculo de la mampostería, libro de apuntes sobre diseño en mampostería*. San José, Costa Rica: ICCYC.

Klingner, R. E. (2010). *Masonry Structural Design*. New York: McGraw-Hill Professional.

Poveda, A. (2011). *Notas del curso de diseño de mampostería*. San José, Costa Rica Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.

Priestley, M. J. N. (2008). Reinforced concrete and masonry Buildings. New York: John Wiley & sons, inc.

Trabajos de investigación

Amador, S. (2002). *Evaluación del efecto de los cambios realizados al capítulo de mampostería del Código Sísmico de Costa Rica en el diseño de una vivienda de dos plantas*. Trabajo de graduación, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.

Cordero, M. (2012). *Comportamiento en cortante de muros de mampostería con el refuerzo horizontal embebido en concreto o colocado en las sisas de los bloques*. Trabajo de graduación, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.

Poveda, A. (2011). *Comparación del diseño de muros de corte de mampostería bajo los requerimientos del CSCR02 y el CSCR10*. San José, Costa Rica, XI Seminario de Ingeniería Estructural y Sísmica.

Sibaja, D. (2008). *Evaluación comparativa del CSCR 2002 con el ACI 530-05, en el diseño de muros de corte de mampostería reforzada*. Trabajo de graduación, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.

ANEXO A: DEFINICIÓN DE CONCEPTOS

En esta sección se definen importantes conceptos que se utilizan a través de todo el documento.

Mampostería:

La mampostería es un sistema constructivo que se compone de elementos individuales prefabricados de pequeño tamaño (bloques).

Muro de corte:

Aquellas paredes de ladrillo o de bloque que tiene que soportar cargas paralelas a su plano.

Ductilidad global:

Es la ductilidad del sistema estructural ante cargas laterales, determinada de la relación del cortante en la base y algún desplazamiento representativo, usualmente el del último piso.

Ductilidad global asignada:

Es la ductilidad global que se asigna a la estructura conforme a la Tabla 4.3 del CSCR para efectos de determinar su factor espectral dinámico, FED.

Ductilidad local:

Es la ductilidad de los elementos, componentes o uniones determinada según su capacidad de rotación inelástica o de algún parámetro indicador de deformaciones inelásticas internas. Para definir la ductilidad local de los muros, se deben seguir los criterios mostrados en la tabla 9.4 del CSCR 2010 (p.9/23).

Rótulas plásticas:

Es una región de un elemento estructural en flexión o flexocompresión, donde es posible alcanzar rotaciones inelásticas cíclicas de magnitud significativa sin pérdida sensible de la capacidad de la sección.

Rigidez relativa:

La rigidez de un elemento es la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario en su cúspide. La rigidez de un muro es el inverso del desplazamiento total (Δ) de su cúspide, el

cual corresponde a la suma de una deformación por flexión (Δ_b) y otra que se produce por el cortante (Δ_v). Para un muro empotrado en ambos extremos y uno en voladizo, el desplazamiento total en su cúspide, se puede calcular conforme las siguientes ecuaciones respectivamente.

$$\Delta_f = \frac{Ph^3}{12E_m I} + \frac{1.2 P h}{E_v A} \quad (A-1)$$

$$\Delta_c = \frac{Ph^3}{3E_m I} + \frac{1.2 P h}{E_v A} \quad (A-2)$$

Donde:

P es la Fuerza lateral.

I es la inercia de la sección transversal del muro.

h es la altura del muro.

E_v es el módulo de cortante.

E_m es el módulo de elasticidad.

A es el área de la sección transversal del muro.

Como lo que se quiere es la rigidez relativa, se puede suponer que:

$$P = 1 \cdot 10^6$$

$$E_m = 1.2 \cdot 10^6$$

$$t = 10$$

Entonces:

Deformación relativa de muros de sección rectangular empotrados:

$$\Delta_f = 0.0833 \frac{h}{d}^3 + 0.25 \frac{h}{d} \quad (A-3)$$

Deformación relativa de muros de sección rectangular en voladizo:

$$\Delta_c = 0.333 \frac{h}{d}^3 + 0.25 \frac{h}{d} \quad (A-4)$$

Donde:

H es la altura del muro.

d es la longitud del muro.

Diafragma:

Un diafragma es un sistema estructural ubicado en un plano horizontal, o casi horizontal, capaz de transmitir fuerzas gravitacionales y sísmicas a los sistemas sismo-resistentes.

Diafragma rígido:

El CSCR define el diafragma rígido como un diafragma que en el proceso de transmisión de las fuerzas sísmicas, experimenta deformaciones laterales máximas en su propio plano menores a dos veces el promedio de las derivas máxima y mínima del diafragma.

Es importante mencionar que el diafragma rígido distribuye las fuerzas horizontales en una proporción directa a la rigidez relativa de los elementos verticales de soporte (muros, columnas, etc.) y es el único capaz de transmitir cortantes torsionales, se pueden clasificar como diafragmas rígidos: las losas sólidas de concreto, losas de concreto nervadas en una o dos direcciones y los sistemas a base de viguetas prefabricadas que cumplan con la sección 8.7.3 del CSCR.

Diafragma flexible:

A diferencia del diafragma rígido, un diafragma flexible es aquél que cuyas deformaciones laterales máximas son mayores a dos veces el promedio de las derivas máximas y mínima del diafragma. Distribuye las fuerzas horizontales en proporción al área tributaria a los elementos de soporte y no es capaz de transmitir cortantes torsionales.

Centro de masa:

El centro de masa corresponde al punto geométrico, donde se ubica la resultante de las fuerzas de sismo que actúan sobre las estructura.

Centro de rigidez:

El centro de rigidez corresponde al punto geométrico donde se ubica la resultante de las relaciones, que se oponen a las fuerzas de sismo que actúan sobre la estructura.

Fuerza de sismo:

La fuerza de sismo se aproxima como un coeficiente sísmico multiplicado por el peso de la estructura. Para una obra de dos pisos con techo flexible y entrepiso rígido, el CSCR permite concentrar la masa a nivel del entrepiso.

Excentricidad:

Es la distancia horizontal entre el centro de rigidez y el centro de masa de un nivel.

Cortantes:

En una estructura pueden presentarse cortantes directos y torsionales. Cuando los muros entran unidos en su pared superior por un diafragma rígido, todos se desplazan una distancia igual, y la fuerza horizontal que recibe el diagrama se distribuye a cada muro de forma proporcional a la rigidez de cada uno. La fuerza lateral que cada pared recibe se conoce como cortante directo y se puede calcular con la siguiente ecuación.

$$V_D = \frac{k_i}{k_i} \cdot FS \quad (A-5)$$

Donde:

k_i es la rigidez relativa de cada muro

FS es la fuerza de sismo

La excentricidad genera un par torsor que provoca un movimiento de rotación en la estructura, así que cada muro experimenta un cortante debido a la torsión. Este cortante puede calcularse con la siguiente ecuación.

$$V_{tor\ "y"} = \frac{R_y \cdot X}{J_R} P_y e_x \quad (A-6)$$

$$V_{tor\ "x"} = \frac{R_x \cdot Y}{J_R} P_x e_y \quad (A-7)$$

Donde:

$V_{tor\ "y"}$ es el cortante torsional debido al sismo en dirección paralela al eje "y".

$V_{tor\ "x"}$ es el cortante torsional debido al sismo en dirección paralela al eje "x".

R_y es rigidez relativa de cada muro paralelo al eje "y".

R_x es rigidez relativa de cada muro paralelo al eje "x".

X, Y es la distancia perpendicular, desde el centro de rigidez, hasta el eje del muro que se está analizado.

J_R es momento polar de inercia = $R_x Y^2 + R_y X^2$.

P_y es la fuerza lateral que actúa en el "y".

P_x es la fuerza lateral que actúa en el "x".

e_x es la excentricidad en el eje "x".

e_y es la excentricidad en el eje "y".

ANEXO B: DISEÑOS CON EL CSCR 2010

B.1. Diseño de los muros de una vivienda con el CSCR 2010

B.1.1. Características de los elementos diseñados

Ubicación: San José

Tipo de suelos: S3

Muro A: Mampostería clase B de 15cm

Muro B: Mampostería clase B de 15cm

Muros C y D: Mampostería clase B de 12cm

Los muros están colocados como se muestra en la figura B-1 y están unidos por un diafragma rígido. Las dimensiones de cada muro se muestran en la figura B-2. Todas las dimensiones se encuentran en metros.

En la sección B.1.2 se presenta el cálculo de las cargas sobre cada muro y, en la sección B.1.3, se muestra, paso a paso, el diseño del muro D, el pilar 2 del muro B y los pilares 1, 3 y 8 del muro A. Finalmente, en la sección D.1.4, se muestra el resumen de diseño de todos los elementos de los muros y se comparan con los resultados obtenidos con el CSCR 2002.

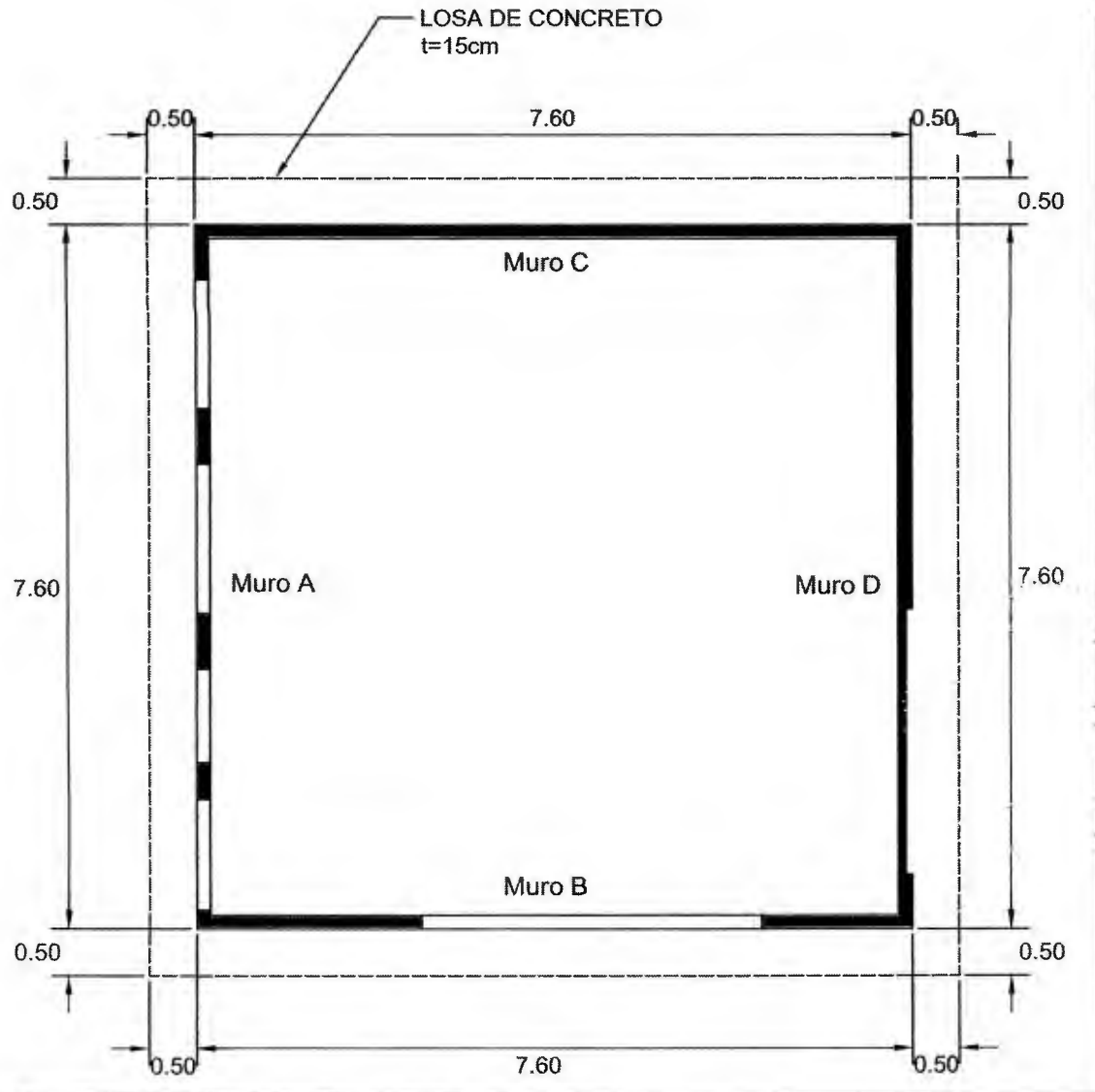


Figura B-1. Vista en planta de los muros de la vivienda

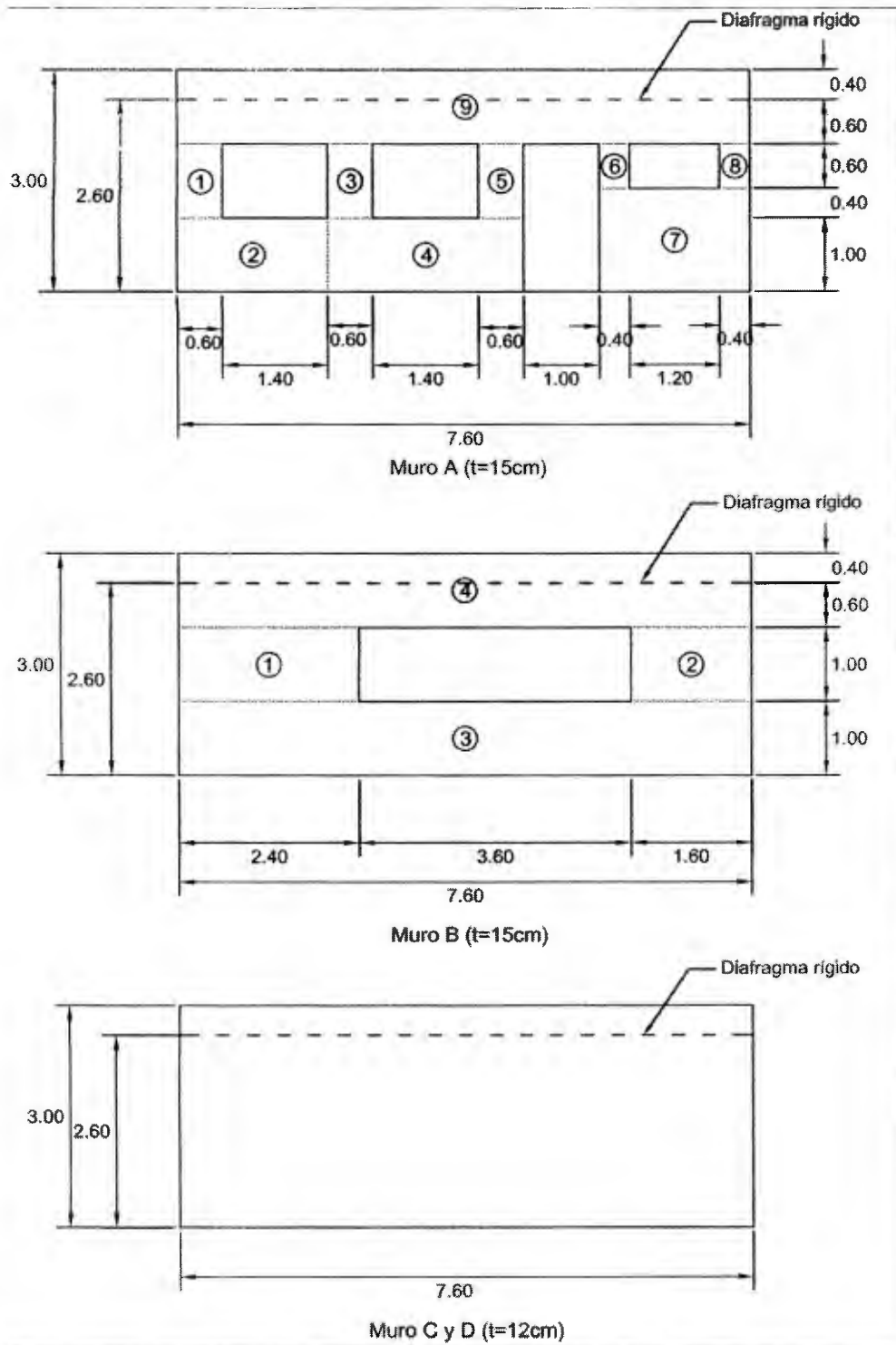


Figura B-2. Vista lateral de los muros de la vivienda

B.1.2. Cálculo de las cargas sobre la estructura

Análisis de rigidez

Se calcula la rigidez relativa en función de la suma de las deformaciones individuales de cada uno de los sub-muros que componen el muro.

Muro A

Cuadro B-1. Análisis de rigidez del muro A

Sub-muro	h	D	H/d	(H/d) ³	Δf	kf
1	1.00	0.60	1.67	4.63	0.802	1.246
2	1.00	2.00	0.50	0.13	0.135	7.385
3	1.00	0.60	1.67	4.63	0.802	1.246
4	1.00	2.60	0.38	0.06	0.101	9.911
5	1.00	0.60	1.67	4.63	0.802	1.246
6	0.60	0.40	1.50	3.38	0.656	1.524
7	1.40	2.00	0.70	0.34	0.204	4.912
8	0.60	0.40	1.50	3.38	0.656	1.524
9	1.00	7.60	0.13	0.00	0.033	30.226

Pilares 1 y 2: $\Delta_{12} = \Delta_1 + \Delta_2 = 8.631$ $k_{f12} = \frac{1}{\Delta_{12}} = 0.116$
↳ Error *k_f*

Pilares 3, 4 y 5: $\Delta_{345} = \Delta_4 + \frac{1}{\left(\frac{1}{\Delta_3}\right) + \left(\frac{1}{\Delta_4}\right)} = 11.018$ $k_{f345} = \frac{1}{\Delta_{345}} = 0.091$

Pilares 6, 7 y 8: $\Delta_{678} = \Delta_7 + \frac{1}{\left(\frac{1}{\Delta_6}\right) + \left(\frac{1}{\Delta_8}\right)} = 5.674$ $k_{f678} = \frac{1}{\Delta_{678}} = 0.176$

Grupos de pilares

$$\Delta_G = \frac{1}{k_{f12} + k_{f345} + k_{f678}} = 2.612$$

Muro total: $\Delta_A = \Delta_G + \Delta_9 = 2.645$

$$k_{10} = 4.245$$

$$k_{12} = k_{10} \cdot \frac{15}{10} = 6.367$$

Muro B

Cuadro B-2. Análisis de rigidez del muro B

Sub-muro	h	d	H/d	(H/d) ³	Δf	kf
1	1.00	2.40	0.42	0.07	0.110	9.075
2	1.00	1.60	0.63	0.24	0.177	5.663
3	1.00	7.60	0.13	0.00	0.033	30.226
4	1.00	7.60	0.13	0.00	0.033	30.226

Pilares 1, 2 y 3:
$$\Delta_{123} = \Delta_3 + \frac{1}{\left(\frac{1}{\Delta_1}\right) + \left(\frac{1}{\Delta_2}\right)} = 0.101 \quad kf_{123} = \frac{1}{\Delta_{123}} = 9.917$$

Muro total: $\Delta_A = \Delta_{123} + \Delta_4 = 0.134$

$$k_{10} = 7.462$$

$$k_{12} = k_{10} \cdot \frac{15}{10} = 11.193$$

Muro C y D

Cuadro B-3. Análisis de rigidez de los muro C y D

	h	d	H/d	(H/d) ³	Δc	kc	k12
Muro C y D	3.00	7.60	0.39	0.06	0.119	8.392	10.070

Resumen

Las fuerzas laterales sobre la estructura se distribuyen a los muros según su rigidez relativa. Debido a que los muros están en dos direcciones, la rigidez relativa no es la misma para el cálculo del cortante directo y el cortante torsional.

Rigidez relativa para cortantes directos:

Muros en dirección y

Muro	k_i	R_i
A	6.368	0.387
D	10.070	0.613
Σ	16.438	1.000

Muros en dirección x

Muro	k_i	R_i
B	11.192	0.526
C	10.070	0.474
Σ	21.262	1.000

Rigidez relativa para cortantes torsionales:

Muro	k_i	R_i
A	6.368	0.145
B	11.192	0.254
C	10.070	0.229
D	16.438	0.373
Σ	44.069	1.000

Coefficiente Sísmico

Ecuación 5.1 CSCR-10:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR}$$

a_{ef} es la aceleración pico efectiva, la cual se obtiene de la tabla 2.2 CSCR-10. Para zona III (San José) y suelo tipo S3:

$$a_{ef} = 0.36$$

I es el factor de importancia el cual se obtiene de la tabla 4.1 CSCR-10.

$$I = 1$$

SR es el factor de sobre resistencia, capítulo 5 del CSCR-10. Para muros:

$$SR = 2$$

FED es el factor espectral dinámico (capítulo 5 CSCR-10). Este depende del tipo de suelo (S3), zona sísmica (Zona III), ductilidad global (μ) y periodo (T):

Se supondrá que la estructura posee una irregularidad en planta moderada, CCRC-10 4.3.2 a 4.3.4. Es decir,

$$0.05 < \frac{e}{D} < 0.025$$

Por tratarse de muros rectangulares sin ningún tipo de confinamiento en sus extremos, se considera una ductilidad local moderada, de acuerdo con la sección 9.7 del CSCR-10.

De la Tabla 4.3 del CSCR-10, para estructuras tipo muro, irregularidad moderada y ductilidad global moderada:

$$\mu = 1.5$$

Periodo de vibración CSCR-10 7.4 (e)

$$T = 0.05 \cdot N$$

Donde N es el número total de pisos

$$T = 0.05 (1) = 0.05$$

Usando la figura 5.7 (o la tabla E.7) del CSCR-10, se obtiene que el FED es 1.223. Como este valor se encuentra en la parte ascendente del espectro, se utiliza el valor del plato del espectro.

$$FED = 1.77$$

Entonces el coeficiente sísmico, C, es:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} = 0.319$$

Fuerza en el diafragma

$$\text{Peso del diafragma: } W_d = (0.15\text{m} \cdot 8.6\text{m} \cdot 8.6\text{m}) \cdot \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 2.66 \times 10^4 \cdot \text{kg}$$
$$F_d = C \cdot W_d = 8.48 \times 10^3 \cdot \text{kg}$$

Fuerzas inerciales en los muros

Donde:

$$\gamma_{\text{mamp}} = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (\text{celdas relleamas @60cm})$$

Muro A:

$$W_A = \left[\left(\frac{2.6\text{m}}{2} + 0.4\text{m} \right) \cdot (7.6\text{m}) - (0.70\text{m}) \cdot (1.4\text{m} + 1.4\text{m} + 1.0\text{m}) - (0.6\text{m}) \cdot (1\text{m}) \right] \cdot \left(1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \cdot (0.15\text{m})$$

$$W_A = 2.68 \times 10^3 \cdot \text{kg}$$

$$F_A = C \cdot W_A = 854.06 \cdot \text{kg}$$

Muro B:

$$W_B = \left[\left(\frac{2.6\text{m}}{2} + 0.4\text{m} \right) \cdot (7.6\text{m}) - (0.70\text{m}) \cdot (3.6\text{m}) \right] \cdot \left(1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \cdot (0.15\text{m})$$

$$W_B = 2.89 \times 10^3 \cdot \text{kg}$$

$$F_B = C \cdot W_B = 919.48 \text{ kg}$$

Muro C:

$$W_C = \left[\left(\frac{2.6\text{m}}{2} + 0.4\text{m} \right) \cdot (7.6\text{m}) \right] \cdot \left(1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \cdot (0.12\text{m})$$

$$W_C = 2.87 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$F_C = C \cdot W_C = 913.82 \text{ kg}$$

$$W_D = W_C$$

$$F_D = F_C = 913.82 \text{ kg}$$

Centro de masa, centro de rigidez y excentricidades

Ver figura B-3

Cálculo de centro de masa (cotas verdes en la figura B-3)

$$\Sigma WiXi = W_d \cdot \left(\frac{8.6}{2}\right)m + W_A \cdot (0.5)m + W_B \cdot \left(\frac{7.6}{2} + 0.5\right)m + W_C \cdot \left(\frac{7.6}{2} + 0.5\right)m + W_D \cdot (.5 + 7.6)m$$

$$\Sigma WiXi = 1.64 \times 10^5 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$\Sigma Wi = W_d + W_A + W_B + W_C + W_D = 3.79 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$CM_x = \frac{\Sigma WiXi}{\Sigma Wi} = 4.32 \text{ m}$$

$$\Sigma WiYi = W_d \cdot \left(\frac{8.6}{2}\right)m + W_A \cdot \left(\frac{7.6}{2} + 0.5\right)m + W_B \cdot (0.5)m + W_C \cdot (.5 + 7.6)m + W_D \cdot \left(\frac{7.6}{2} + 0.5\right)m$$

$$\Sigma WiYi = 1.63 \times 10^5 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$CM_y = \frac{\Sigma WiYi}{\Sigma Wi} = 4.3 \text{ m}$$

Cálculo del centro de rigidez (cotas azules en la figura B-3)

$$\Sigma R_y = 1 \quad \Sigma RyX = R_A \cdot (0.5)m + R_D \cdot (.5 + 7.6)m = 5.16 \text{ m}$$

$$x_r = \frac{\Sigma RyX}{\Sigma R_y} = 5.16 \text{ m}$$

$$\Sigma R_x = 1 \quad \Sigma RxY = R_B \cdot (0.5)m + R_C \cdot (.5 + 7.6)m = 4.1 \text{ m}$$

$$y_r = \frac{\Sigma RxY}{\Sigma R_x} = 4.1 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad (cotas rojas en la figura B-3)

$$e_x = x_r - CM_x = 0.84 \text{ m}$$

$$e_y = CM_y - y_r = 0.2 \text{ m}$$

$$D = 7.6 \text{ m}$$

$$\frac{e_y}{D} = 0.03$$

$$\frac{e_x}{D} = 0.11$$

$$\frac{e_y}{D} < 0.05$$

$$\frac{e_x}{D} > 0.05 \quad \text{OK!}$$

La excentricidad en y es menor al mínimo recomendado.

$$\frac{e_x}{D} < 0.25 \quad \text{OK!}$$

Se desplaza el centro de masa para que la excentricidad en y sea 5% de la longitud.

$$e_y = 0.05 \cdot D = 0.38 \text{ m}$$

Nueva ubicación del centro de masa: $CM_y = y_r + e_y = 4.48 \text{ m}$

CM_x permanece igual

De acuerdo con la sección 4.3 del CSCR-10 se define que la estructura tiene una irregularidad moderada

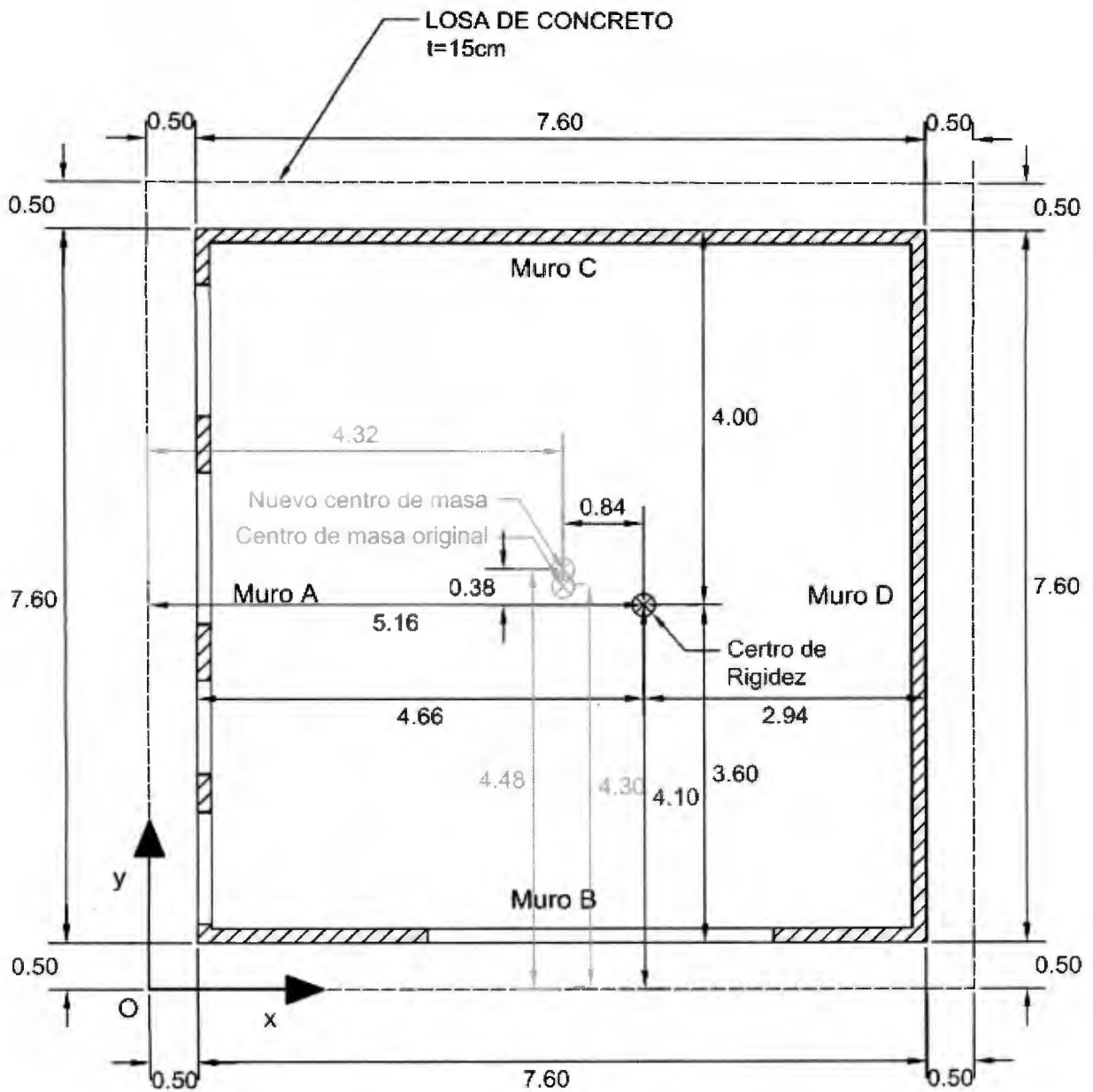


Figura B-3. Centro de masa, centro de rigidez, excentricidades y distancias para calcular cortante torsional de cada muro

Cortantes torsionales

$$F_{\text{sismo}} = C \cdot \Sigma W_i = 1.21 \times 10^4 \text{ kg}$$

Se producen dos momentos torsionales, uno para un sismo en dirección x y otro para el sismo en dirección y (ver origen de coordenadas en la figura B-3).

Sismo en dirección x: $M_t = F_{\text{sismo}} \cdot e_y = 4.59 \times 10^3 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$
(Produce cortantes directos en los muros C y B)

Sismo en dirección y: $M_t = F_{\text{sismo}} \cdot e_x = 1.02 \times 10^4 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$
(Produce cortantes directos en los muros A y D)

Cortante torsional:

$$V_{ti} = \frac{M_t (R_i d_i)}{(R_i d_i)^2}$$

Cuadro B-4. Cortante torsional producido por el sismo en dirección x

Muro	R_i	d (cm)	$R_i \cdot d$	$R_i \cdot d^2$	V_t (kg)
A	0.145	4.66	0.67	3.14	232.3
B	0.254	3.6	0.91	3.29	315.4
C	0.229	4	0.91	3.66	315.3
D	0.373	2.94	1.10	3.22	378.4
13.31					

Cuadro B-5. Cortante torsional producido por el sismo en dirección y

Muro	R_i	d (cm)	$R_i \cdot d$	$R_i \cdot d^2$	V_t (kg)
A	0.145	4.66	0.67	3.14	513.5
B	0.254	3.6	0.91	3.29	697.2
C	0.229	4	0.91	3.66	697.0
D	0.373	2.94	1.10	3.22	836.3
13.31					

Cortantes Directos

Cuadro B-6. Cortante directo producido por el sismo en dirección x

Muro	R_i	Fuerza sísmica del diafragma	Fuerza inercial del muro	V_D (kg)
A	-	-	-	0.0
B	0.526	4465.4	919.5	5384.9
C	0.474	4017.6	913.8	4931.4
D	-	-	-	0.0

Cuadro B-7. Cortante directo producido por el sismo en dirección y

Muro	R_i	Fuerza sísmica del diafragma	Fuerza inercial del muro	V_D (kg)
A	0.387	3286.3	854.1	4140.4
B	-	-	-	0.0
C	-	-	-	0.0
D	0.613	5196.7	913.8	6110.5

Cortantes totales

Cuadro B-8. Cortante total producido por el sismo en dirección x

Muro	V_D (kg)	V_t (kg)	$V_D + V_t = V_{total}$ (kg)
A	0.0	232.3	232.3
B	5384.9	315.4	5700.3
C	4931.4	315.3	5246.8
D	0.0	378.4	378.4

Cuadro B-9. Cortante total producido por el sismo en dirección y

Muro	V_D (kg)	V_t (kg)	$V_D + V_t = V_{total}$ (kg)
A	4140.4	513.5	4653.9
B	0.0	697.2	697.2
C	0.0	697.0	697.0
D	6110.5	836.3	6946.8

Cuadro B-10. Cortantes últimos de análisis

Muro	V_u(kg)
A	4653.9
B	5700.3
C	5246.8
D	6946.8

B.1.3. Memoria de cálculo del diseño de muros "chatos" con CSCR 2010

Diseño muro D con CSCR 2010

$$t = 12\text{cm}$$

1) Cargas últimas: cortante, momento y carga axial

$$V_u = 6.95\text{ton} \quad (\text{Ver cuadro B-10})$$

$$M_u = V_u \cdot (2.6\text{m}) = 18.07 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

*En este caso las cargas laterales provienen solamente del sismo por lo que no se muestra la revisión de las combinaciones de carga. Cuando hay además cargas laterales permanentes, temporales o por empuje, es necesario analizar todas las posibles combinaciones de carga para determinar el cortante último.

Cargas permanentes:

Carga axial por área tributaria

$$\text{Carga de la losa:} \quad w_0 = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0.15\text{m} = 360 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Area} = \frac{8.6\text{m} \cdot 8.6\text{m}}{4} = 18.49 \cdot \text{m}^2$$

$$P_0 = w_0 \cdot \text{Area} = 6.66 \cdot \text{ton}$$

Carga por peso propio del muro:

$$\text{Peso por metro cúbico de mampostería rellena cada 60cm:} \quad \gamma_{\text{mamp}} = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$W = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 7.6\text{m} \cdot 12\text{m} \cdot 3\text{m} = 5.06 \cdot \text{ton}$$

Carga temporal:

Tabla 6.1 del CSCR 2010. Para azoteas con pendiente inferior a 5% corresponde una carga temporal de al menos 200 kg/m².

$$P_{CT} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot \left(\frac{8.6\text{m} \cdot 8.6\text{m}}{4} \right) = 3.70 \cdot \text{ton}$$

Combinaciones de carga (sección 6.2.1 del CSCR 2010)

Donde:

$$P_{CP} = P_0 + W = 11.72 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CT} = 3.70 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = 0\text{ton}$$

$$f_1 = 0 \quad (\text{Techos})$$

El CSCR 2010 permite aplicar un factor de reducción a la carga temporal, f_{Rv} el cual se define en la sección 6.1.3. En este caso, no se hace la reducción por que la carga temporal es 200kg/m².

$$\text{Entonces:} \quad f_R = 1$$

Al ser la carga axial de sismo muy pequeñas, se consideran 4 posibles combinaciones:

$$Pu_1 = 1.4 \cdot P_{CP} = 16.41 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_2 = 1.2 \cdot P_{CP} + 1.6 \cdot f_R \cdot P_{CT} = 19.98 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_3 = 1.05 \cdot P_{CP} + f_1 \cdot P_{CT} = 12.30 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_4 = 0.95 \cdot P_{CP} = 11.13 \cdot \text{ton}$$

La combinación crítica es la cuarta donde el valor de carga axial es la más baja

$$Pu = Pu_4 = 11.13 \cdot \text{ton}$$

*La carga axial contribuye de forma positiva ya que esta fuerza ayuda a cerrar las grietas. Esto se ve reflejado en las ecuaciones de M_n y V_m donde al aumentar la carga axial, se aumenta la capacidad en flexión y cortante de la estructura. Por esta razón, la combinación de carga más crítica es aquella que produce la menor carga axial.

2) Acero mínimo

Inicialmente se propone una sección basada en el principio de acero mínimo de acuerdo con la sección 9.3.3 c) del CSCR 2010 donde:

$$A_{smintotal} = 0.002 \cdot 100\text{cm} \cdot 12\text{cm} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{sminunadirección} = 0.0007 \cdot 100\text{cm} \cdot 12\text{cm} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Se propone usar lo siguiente:

$$\text{Acero vertical: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18 \text{ cm}^2 > A_{sminunadirección}$$

$$\text{Acero horizontal: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$1.18 \text{ cm}^2 + 1.18 \text{ cm}^2 = 2.36 \text{ cm}^2 < A_{smintotal} = 2.40 \text{ cm}^2$$

No se cumple con el acero mínimo total pero está muy cerca entonces se acepta!

3) Revisión en flexocompresión (CSCR 2010 9.7.6)

Factor de reducción de resistencia nominal

De la tabla 9.4.2 del CSCR 2010

$$\text{Donde, de acuerdo con el anexo A.2, para mampostería Clase B: } f'_m = 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para un proyecto pequeño como una vivienda de una o dos plantas se puede asumir que el área efectiva es igual al área gruesa. $A_e = A_g$

$$A_e = 760\text{cm} \cdot 12\text{cm} = 9120 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.75 - \frac{1.5 \cdot Pu}{A_e \cdot f'_m} = 0.72$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{Pu}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

Se hace la distribución del acero considerando que las celdas extremas deben llevar refuerzo y que la separación máxima entre varillas es de 60cm. Para esta condición en un muro de 760cm corresponde a colocar un total de 14 varillas.

$$14 \#3: \quad A_s = 14 \cdot (0.71 \text{cm}^2) = 9.94 \text{cm}^2 \quad t = 12 \text{cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 760 \text{cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0436 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0174 \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.0756$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 136.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 99.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 18.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad \text{OK!}$$

Al ser un muro chato es de esperar que la flexo-compresión no sea un problema

$$b = 15 \text{cm} \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_m \cdot b} = 31.2 \text{cm} \quad c = \frac{a}{0.85} = 36.7 \text{cm}$$

Partiendo del hecho de que todo el acero fluye, a es 31.18cm. Para que el bloque en compresión se encuentre en una sección donde las celdas están rellenas, se recomienda llenar al menos las dos celdas extremas de ambos lados de muro como se muestra en la figura. Sin embargo, el momento nominal es mucho más grande que el momento real por lo que el acero no llegará a la cedencia y el bloque en compresión será mucho más pequeño. Por está razón, se podría llenar solamente la celda extrema de cada lado.

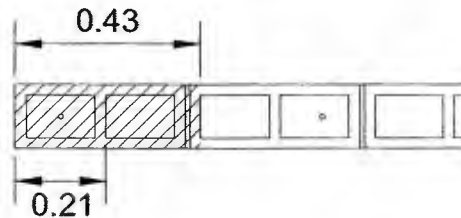


Figura B-4. Distancias máximas de c para una y dos celdas extremas rellenas rellenas

Cuantía máxima de acero (9.7.7 CSCR 2010)

Se tiene que:

$$A_s = 9.94 \text{cm}^2$$

$$d = l_w - 10 \text{cm} = 750 \text{cm}$$

$$b = t = 12 \text{cm}$$

$$f'_m = 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 2.8 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_{mu} = 0.003$$

$$E_s = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 1.33 \times 10^{-3}$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = 0.35 < 1.0$$

La distribución de deformaciones unitarias de la sección considerada se debe suponer que varía linealmente desde un máximo, ϵ_{mu} , en la fibra extrema en compresión hasta **1.5** veces la deformación unitaria de cedenfia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción.

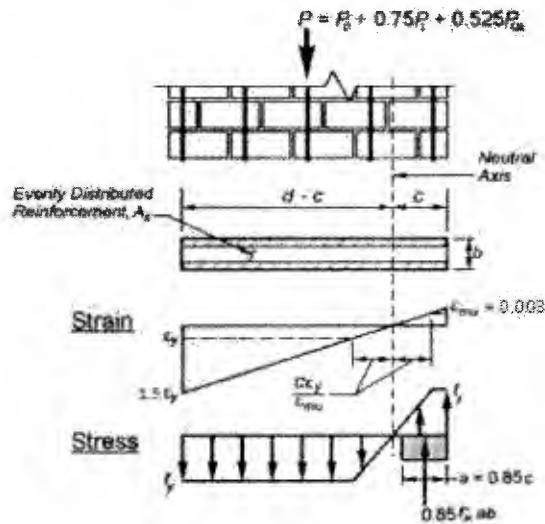


Figura B-5. Determinación del acero de refurezo máximo
Fuente: Concrete Masonry Association of California and Nevada
Modificado por autora

$$C_m = 0.85 \cdot f'c \cdot m \cdot \left(0.85 \frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 1.5 \cdot \epsilon_y} \cdot d \right) \cdot b = 273.11 \cdot \text{ton}$$

$$C_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 1.5 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{\epsilon_{mu} - \epsilon_y}{\epsilon_{mu}} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{\epsilon_{mu}} \right] = 12.99 \cdot \text{ton}$$

$$T_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{1.5 \cdot \epsilon_y}{\epsilon_{mu} + 1.5 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{1.5 \cdot \epsilon_y - \epsilon_y}{1.5 \cdot \epsilon_y} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{1.5 \cdot \epsilon_y} \right] = 7.42 \cdot \text{ton}$$

Capacidad en compresión (ecuación 9-10):

$$P = C_s + C_m - T_s = 278.67 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = 11.72 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CT} = 3.7 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = 0$$

Fuerza axial esperada durante un sismo (ecuacion 9-11):

$$P' = P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CT} + 0.525 \cdot P_{CS} = 14.49 \cdot \text{ton}$$

Debido a que $P' < P$, se considera que la sección cumple con los requisitos de acero máximo

5) Revisión al corte (CSCR 2010 9.7.5)

Se debe cumplir que: $V_u \leq \phi(V_m + V_s)$

Se tiene que la ductilidad global es 1.5 (mayor a 1) por lo que la fuerza cortante de diseño debe ser el valor que da el análisis multiplicado por la razón ente el FED correspondiente a $\mu=1$ y el FED correspondiente a la ductilidad global del análisis ($\mu=1.5$).

$$FED_1 = 2.50$$

$$FED_{1.5} = 1.77$$

$$V_{u\text{diseño}} = V_u \cdot \frac{FED_1}{FED_{1.5}} = 9.82 \cdot \text{ton}$$

Inicialmente se parte de que el **acero horizontal está embebido en concreto** a través del uso de viga block.

$$A_g = 760\text{cm} \cdot 12\text{cm} = 9.12 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$d = l_w - 10\text{cm} = 750 \text{ cm}$$

$$b_w = 2 \cdot 1.9\text{cm} = 3.8 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería parcialmente rellena})$$

$$S_h = 60\text{cm}$$

$$A_{sh} = 0.71\text{cm}^2$$

$$V_m = \left[\left[1 - 0.44 \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d} \right) \right] \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.25 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 21.08 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{0.5 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 12.4 \text{ ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 33.5 \text{ ton}$$

Se revisa que el cortante nominal cumpla con los límites establecidos:

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} \leq 0.25 \quad V_{n1} = \left(1.6 \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot d \cdot b_w = 38.2 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = 0.35$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} \geq 1.0 \quad V_{n2} = \left(1.06 \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot d \cdot b_w = 25.3 \cdot \text{ton}$$

Interpolando se

$$V_{n\text{max}} = - \left(\frac{V_{n1} - V_{n2}}{1 - 0.25} \right) \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d} \right) + V_{n1} + \left(\frac{V_{n1} - V_{n2}}{1 - 0.25} \right) \cdot 0.25 = 36.5 \text{ ton}$$

$$V_n \leq V_{n\text{max}} \quad \text{OK!}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante

De la tabla 9.4.2 del CSCR 2010

$$\phi = 0.55$$

$$\phi \cdot (V_m + V_s) = 18.4 \text{ ton}$$

Recordando que: $Vu_{\text{diseño}} = 9.82 \cdot \text{ton}$

Se cumple que: $Vu_{\text{diseño}} \leq \phi \cdot (V_m + V_s)$ OK!

Resultado Muro D con acero horizontal embebido en concreto (CSCR 2010):

Bloque de 12cm

Acero vertical: 1#3@60cm

Acero horizontal: 1#3@60cm (cada 3 hiladas)

Cuando el **acero horizontal no está totalmente embebido en concreto**, es decir, se coloca el refuerzo horizontal sobre la sisa:

$$V_s = \frac{0.25 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 6.21 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 27.3 \cdot \text{ton}$$

$$V_n \leq V_{n_{\text{max}}} \quad \text{OK! No supera el máximo permitido}$$

$$\phi = 0.55 \quad \phi \cdot (V_m + V_s) = 15 \cdot \text{ton}$$

Recordando que: $Vu_{\text{diseño}} = 9.82 \cdot \text{ton}$

Se cumple que: $Vu \leq \phi \cdot (V_m + V_s)$ OK!

Para este caso, aunque el acero horizontal no esté totalmente embebido en concreto, se puede usar el acero mínimo propuesto.

Resultado Muro D con acero horizontal no embebido en concreto (CSCR 2010):

Bloque de 12cm

Acero vertical: 1#3@60cm

Acero horizontal: 1#3@60cm (cada 3 hiladas)

*En casos como este, donde el resultado indica que se puede usar la misma cantidad de acero, lo que más económico es trabajar con el acero horizontal colocado en la sisa (no embebido en concreto). De lo contrario, en casos donde resulta más atractivo utilizar viga block es necesario hacer una revisión del peso propio del muro y, consecuentemente, de las cargas de sismo correspondientes.

Diseño del muro B

$$t = 15\text{cm}$$

$$Vu_{\text{total}} = 5700.3\text{kg} = 5.70 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Del análisis de rigidez (cuadro B-2): } k_1 = 9.075 \quad k_2 = 5.663$$

La rigidez relativa de los pilares 1 y dos se calculan como:

$$R_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} = 0.62 \quad R_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} = 0.38$$

Diseño pilar 2

1) Cargas últimas: cortante, momento y carga axial

$$Vu = R_2 \cdot Vu_{\text{total}} = 2.19 \cdot \text{ton} \quad Mu = \frac{Vu \cdot (1\text{m})}{2} = 1.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Carca axial última:

Cargas permantes

Carga axial de la losa por área tributaria

Carga de la losa:
(Ver figura B-8)

$$P_0 = \frac{1.404 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 3.90\text{m}}{2} = 2.74 \cdot \text{ton}$$

Carga por peso propio del pilar 2:

$$W_2 = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(1.6\text{m} \cdot 15\text{m} \cdot \frac{1\text{m}}{2}\right) = 0.22 \cdot \text{ton}$$

Carga por peso del sub-muro 4:

$$W_4 = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left[\left(\frac{3.6\text{m}}{2} + 1.6\text{m}\right) \cdot 15\text{m} \cdot 1\text{m}\right] = 0.94 \cdot \text{ton}$$

Carga temporal:

$$P_{CT} = \left(200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 4.3\text{m}\right) \cdot \frac{3.9}{4.3} \cdot \frac{3.9\text{m}}{2} = 1.52 \cdot \text{ton}$$

Carga de sismo:

La carga lateral de sismo produce reacciones en la base de los pilares. Estas reacciones someten a los pilares a cargas axiales en tracción y compresión.

Carga axial debido al sismo:
(Ver figura B-8)

Centro de área:
$$CA_x = \frac{(0.15m \cdot 2.4m) \cdot \frac{2.4m}{2} + (0.15m \cdot 1.6m) \cdot \left(7.6m - \frac{1.6m}{2}\right)}{(0.15m \cdot 2.4m) + (0.15m \cdot 1.6m)} = 344 \text{ cm}$$

Primero, se debe calcular el momento producido por la carga lateral en la mitad de los pilares. El momento calculado a la mitad es un valor promedio, ya que el máximo momento se genera en la base y el mínimo en la parte superior.

El brazo de palanca en este caso es 0.6m, que es la distancia de la parte superior del pilar al punto de aplicación de la carga lateral, más 0.5m, que es la distancia de la parte superior del pilar a la mitad de este.

$$M = Vu_{\text{total}} \cdot \left(0.6m + \frac{1}{2}m\right) = 6.27 \cdot \text{ton} \cdot m$$

$$P_2 = M \cdot \frac{(0.15m \cdot 1.6m) \cdot 3.36m}{(0.15m \cdot 2.4m) \cdot (2.24m)^2 + (0.15m \cdot 1.6m) \cdot (3.36m)^2} = 1.12 \cdot \text{ton}$$

Combinaciones de carga (sección 6.2.1 del CSCR 2002)

Donde:

$$P_{CP} = P_0 + W_2 + W_4 = 3.9 \cdot \text{ton} \quad P_{CT} = 1.52 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = P_2 = 1.12 \cdot \text{ton} \quad f_1 = 0 \text{ (Techos)}$$

Como se explicó en el diseño del muro D, el CSCR permite aplicar un factor de reducción para la carga temporal. En este caso:

$$f_R = 1$$

Existen seis posibles combinaciones de carga:

$$Pu_1 = 1.4 \cdot P_{CP} = 5.46 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_2 = 1.2 \cdot P_{CP} + 1.6 \cdot f_R \cdot P_{CT} = 7.12 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_3 = 1.05 \cdot P_{CP} + f_1 \cdot f_R \cdot P_{CT} + P_{CS} = 5.22 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_4 = 1.05 \cdot P_{CP} + f_1 \cdot f_R \cdot P_{CT} - P_{CS} = 2.98 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_5 = 0.95 \cdot P_{CP} + P_{CS} = 4.83 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_6 = 0.95 \cdot P_{CP} - P_{CS} = 2.59 \cdot \text{ton}$$

Como se explicó anteriormente, la combinación crítica es la cuarta donde el valor de carga axial es la más baja.

$$Pu = Pu_6 = 2.59 \cdot \text{ton}$$

2) Acero mínimo

Inicialmente se propone una sección basada en el principio de acero mínimo de acuerdo con la sección 9.3.3 c) del CSCR 2010 donde:

$$A_{smintotal} = 0.002 \cdot 100\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 3\text{cm}^2$$

$$A_{sminunadirección} = 0.0007 \cdot 100\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 1.05\text{cm}^2$$

Se propone usar lo siguiente:

$$\text{Acero vertical: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18\text{cm}^2 > A_{sminunadirección}$$

$$\text{Acero horizontal: } 1\#4@60\text{cm} = 2.15\text{cm}^2$$

$$(1.18 + 2.15)\text{cm}^2 = 3.33\text{cm}^2 > A_{smintotal} \quad \text{OK!}$$

3) Revisión en flexocompresión

Para un proyecto pequeño como una vivienda de una o dos plantas se puede asumir que el área efectiva es igual al área gruesa. $A_e = A_g$

$$A_e = 1.6\text{m} \cdot 15\text{cm} = 2.4 \times 10^3\text{cm}^2$$

Factor de reducción de resistencia nominal
De la tabla 9.4.2 del CSCR 2010

$$\phi = 0.75 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.73$$

CSCR 2010 9.7.6

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

Donde:

$$A_s = 4 \cdot 0.71\text{cm}^2 = 2.84\text{cm}^2 \quad t = 15\text{cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 160\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0473 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0154 \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.077$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 7.78 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 5.65 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.10 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad \text{Cumple!!}$$

4) Revisión de Cuantía máxima de acero (9.7.7 CSCR 2010)

$$d = l_w - 10\text{cm} = 150\text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = 0.33 < 1$$

La distribución de deformaciones unitarias de la sección considerada se debe suponer que varía linealmente desde un máximo, ϵ_{mu} , en la fibra extrema en compresión hasta **1.5** veces la deformación unitaria de cedencia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción.

$$A_s = 2.84\text{ cm}^2$$

$$f'_m = 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = t = 15\text{ cm}$$

$$f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$C_m = 0.85 \cdot f'_m \cdot \left(0.85 \frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 1.5 \cdot \epsilon_y} \cdot d \right) \cdot b = 68.3 \cdot \text{ton}$$

$$C_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 1.5 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{\epsilon_{mu} - \epsilon_y}{\epsilon_{mu}} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{\epsilon_{mu}} \right] = 3.71 \cdot \text{ton}$$

$$T_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{1.5 \epsilon_y}{\epsilon_{mu} + 1.5 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{1.5 \cdot \epsilon_y - \epsilon_y}{1.5 \cdot \epsilon_y} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{1.5 \epsilon_y} \right] = 2.12 \cdot \text{ton}$$

$$P = C_s + C_m - T_s = 69.9 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = 3.90 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CT} = 1.52 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = 1.12 \cdot \text{ton}$$

$$P' = P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CT} + 0.525 \cdot P_{CS} = 5.63 \cdot \text{ton}$$

Debido a que $P' < P$, se considera que la sección cumple con los requisitos de acero máximo

5) Revisión al corte (CSCR 2010 9.7.5)

Se debe cumplir que: $V_u \leq \phi(V_m + V_s)$

Se tiene que la ductilidad global es 1.5 (mayor a 1) por lo que la fuerza cortante de diseño debe ser el valor que da el análisis multiplicado por la razón entre el FED correspondiente a $\mu=1$ y el FED correspondiente a la ductilidad global del análisis.

$$FED_1 = 2.50$$

$$FED_{1.5} = 1.77$$

$$V_u = 2.19 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u\text{diseño}} = V_u \cdot \frac{FED_1}{FED_{1.5}} = 3.09 \cdot \text{ton}$$

$$A_g = 1.6\text{m} \cdot 15\text{cm} = 2400 \text{ cm}^2$$

$$d = l_w - 10\text{cm} = 150 \text{ cm}$$

$$b_w = 2 \cdot 2.5\text{cm} = 5.0 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería parcialmente rellena})$$

Utilizando varilla #4 cada 60cm con el **acero horizontal embebido en concreto**:

$$S_h = 60\text{cm}$$

$$A_{sh} = 1.29\text{cm}^2$$

$$V_m = \left[\left[1 - 0.44 \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d} \right) \right] \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.25 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 5.56 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{0.5 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 4.52 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 10.07 \cdot \text{ton}$$

Se revisa que el cortante nominal cumpla con los límites establecidos:

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = 0.33$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} \leq 0.25 \quad V_{n1} = \left(1.6 \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot d \cdot b_w = 10.04 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} \geq 1.0 \quad V_{n2} = \left(1.06 \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot d \cdot b_w = 6.65 \cdot \text{ton}$$

Interpolando se obtiene:

$$V_{n\text{máx}} = - \left(\frac{V_{n1} - V_{n2}}{1 - 0.25} \right) \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d} \right) + V_{n1} + \left(\frac{V_{n1} - V_{n2}}{1 - 0.25} \right) \cdot 0.25 = 9.66 \cdot \text{ton}$$

$$V_n > V_{n\text{máx}} \quad \text{Supera el límite. Se utiliza el máximo}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante

$$\text{De la tabla 9.4.2 del CSCR 2010} \quad \phi = 0.55$$

$$\phi \cdot V_n = 5.54 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Recordando que: } V_{u\text{diseño}} = 3.09 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Se cumple: } V_{u\text{diseño}} \leq \phi \cdot V_{n\text{máx}}$$

Resultado Pilar 2 Muro B con acero horizontal embebido en concreto:

Bloque de 15cm clase B

Acero vertical: 1#3@60cm

Acero horizontal: 1#4@60cm (cada 3 hiladas)

Cuando el **acero horizontal no está totalmente embebido** en concreto:

$$V_s = \frac{0.25 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 2.26 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 7.81 \cdot \text{ton}$$

$$V_n \leq V_{n_{\max}} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Recordando que: } V_{u_{\text{diseño}}} = 3.09 \cdot \text{ton}$$

$$\phi = 0.55$$

$$\phi \cdot (V_m + V_s) = 4.3 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u_{\text{diseño}}} \leq \phi \cdot (V_m + V_s) \quad \text{Cumple!!}$$

Resultado Pilar 2 Muro B con acero horizontal no embebido en concreto

Bloque de 15cm clase B

Acero vertical: 1#3@60cm

Acero horizontal: 1#4@60cm (cada 3 hiladas)

Diseño de muro A

Del análisis del rigidez (ver cuadro B-1):

$$k_{12} = 0.116$$

$$k_{345} = 0.091$$

$$k_{678} = 0.176$$

$$\Sigma k = k_{12} + k_{345} + k_{678} = 0.38$$

Distribución de cargas a cada pilar

Pilar 1,2:	$\frac{k_{12}}{\Sigma k} = 0.30$	Los pilares 1 y 2 toman 30.3% de la carga
Pilar 3,4,5:	$\frac{k_{345}}{\Sigma k} = 0.24$	Los pilares 3 y 5 toman 23.8% de la carga a medias, es decir, 11.9% cada uno. El pilar 4 toma 23.8%.
Pilar 6,7,8:	$\frac{k_{678}}{\Sigma k} = 0.46$	Los pilares 6 y 8 toman 46% de la carga a medias, es decir, 22.98% cada uno. El pilar 7 toma 46%.

En resumen:

$$R1 = 0.303$$

$$R3 = 0.119$$

$$R5 = 0.119$$

$$R7 = 0.460$$

$$R2 = 0.303$$

$$R4 = 0.238$$

$$R6 = 0.230$$

$$R8 = 0.230$$

Cortante que llega al muro A:

$$Vu_{total} = 4.65 \text{ ton}$$

Diseño de pilar 1

1) Cargas últimas: cortante, momento y carga axial

$$Vu = R1 \cdot Vu_{total} = 1.41 \cdot \text{ton}$$

$$Mu = \frac{Vu \cdot (1.0 \text{ m})}{2} = 0.704 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Carga axial última

Como se observó en el diseño del muro D y el pilar 2 del muro B, la carga axial última es definida por la combinación de carga: $P_u = 0.95 \cdot P_{CP} - P_{CS}$

Por lo que se calcula el peso propio, peso de la losa y pilares superiores por área tributaria y la carga axial generada por el sismo.

Carga axial por área tributaria

Carga de la losa (ver figura B-7):

$$P_0 = \frac{0.648 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 1.8\text{m}}{2} = 0.58 \cdot \text{ton}$$

Peso del pilar 9 (celdas rellenas @60cm):

$$W_9 = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot \left(\frac{1.4\text{m}}{2} + 0.6\text{m} \right) \cdot 1\text{m} = 0.36 \cdot \text{ton}$$

Peso propio del pilar:

Debido a que este pilar debe llevar al menos dos de sus tres celdas rellenas, se considera de el peso por metro cúbico de mampostería es de: 2150 kg/m³

$$W_1 = 2150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot 0.6\text{m} \cdot \frac{1\text{m}}{2} = 0.1 \cdot \text{ton}$$

Carga axial debida al sismo (ver figura B-7)

La carga lateral de sismo produce reacciones en la base de los pilares. Estas reacciones someten a los pilares a cargas axiales en tracción y compresión.

Primero, se calcula el momento producido por la carga lateral en la mitad de los pilares. El momento se calcula a la mitad, ya que el máximo momento se genera en la base y el mínimo en la parte superior, a la mitad del pilar se genera un momento promedio.

En este caso, los pilares no son todos del mismo alto por lo que se calcula una altura promedio que corresponde a 0.8 metros. Entonces el brazo de palanca para calcular el momento sería 0.4 m (la mitad de la altura promedio) más 0.6 m (distancia desde parte superior del pilar hasta el punto de aplicación de la carga lateral), es decir, 1.0 m.

$$M = Vu_{\text{total}} \cdot 1.0\text{m} = 4.65 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{La carga axial debida al sismo se define como: } P_i = M \cdot \frac{A_i \cdot y_i}{\sum A_i \cdot (y_i)^2}$$

$$\text{Entonces para el pilar 1 del muro A: } P_1 = M \cdot \frac{(0.6 \cdot 0.15)\text{m}^2 \cdot 3.32\text{m}}{2.333\text{m}^4} = 0.6 \cdot \text{ton}$$

Todos los valores de "y" se muestran en la figura B-7.

$$\text{Carga axial permanente: } P_{CP} = P_0 + W_9 + W_1 = 1.04 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Carga axial de sismo: } P_{CS} = P_1 = 0.6 \cdot \text{ton}$$

Combinación de carga crítica:

$$P_u = 0.95 \cdot P_{CP} - P_{CS} = 0.39 \cdot \text{ton}$$

Carga temporal: Se utilizará posteriormente en cálculo de acero máximo

$$P_{CT} = \left(200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 4.3\text{m} \right) \cdot \frac{1.8}{4.3} \cdot \frac{1.8\text{m}}{2} = 0.32 \cdot \text{ton}$$

2) Acero mínimo

El elemento mide solamente 60cm de largo, por lo que inicialmente se propone una sección con acero vertical de varilla # 3 en las celdas de los extremos (cada 40cm) y acero horizontal de varilla # 3 cada 60cm.

Se revisa el principio de acero mínimo de acuerdo con la sección 9.3.3 c) del CSCR 2010 donde:

$$A_{smintotal} = 0.002 \cdot 100\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 3\text{cm}^2$$

$$A_{sminunadirección} = 0.0007 \cdot 100\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 1.05\text{cm}^2$$

$$\text{Acero vertical: } 1\#3@40\text{cm} = 1.775\text{cm}^2$$

$$\text{Acero horizontal: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18\text{cm}^2 > A_{sminunadirección}$$

$$(1.18 + 1.775)\text{cm}^2 = 2.96\text{cm}^2 < A_{smintotal}$$

No cumple el acero mínimo total por muy poco entonces se ACEPTA!

3) Revisión en flexocompresión

Factor de reducción de resistencia nominal
De la tabla 9.4.2 del CSCR 2010

$$A_e = 0.6\text{m} \cdot 15\text{cm} = 900\text{cm}^2 \quad (A_e = A_g, \text{ ver explicación en el diseño muro D})$$

$$\phi = 0.75 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.74$$

$$\text{CSCR 2010 9.7.6} \quad M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

Donde:

$$A_s = 2 \cdot 0.71\text{cm}^2 = 1.42\text{cm}^2 \quad t = 15\text{cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 60\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0631 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0062 \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.082$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 1.20 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0.89 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 0.7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad \text{OK!}$$

4) Cuantía máxima de acero (9.7.7 CSCR 2010)

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$d = l_w - 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$f' m = 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 2.8 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_{mu} = 0.003$$

$$E_s = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 1.33 \times 10^{-3}$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = 1.0$$

La distribución de deformaciones unitarias de la sección considerada se debe suponer que varía linealmente desde un máximo, ϵ_{mu} , en la fibra extrema en compresión hasta **4.0** veces la deformación unitaria de cedencia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción.

$$C_m = 0.85 \cdot f' m \cdot \left(0.85 \frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \cdot d \right) \cdot b = 13.7 \cdot \text{ton}$$

$$C_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{\epsilon_{mu} - \epsilon_y}{\epsilon_{mu}} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{\epsilon_{mu}} \right] = 1.11 \cdot \text{ton}$$

$$T_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{4.0 \epsilon_y}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{4.0 \cdot \epsilon_y - \epsilon_y}{4.0 \cdot \epsilon_y} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{4.0 \epsilon_y} \right] = 2.23 \cdot \text{ton}$$

$$P = C_s + C_m - T_s = 12.5 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = 1.04 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CT} = 0.32 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = 0.6 \cdot \text{ton}$$

$$P' = P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CT} + 0.525 \cdot P_{CS} = 1.6 \cdot \text{ton}$$

Debido a que $P' < P$, se considera que la sección cumple con los requisitos de acero máximo

5) Revisión al corte (CSCR 2010 9.7.5)

Se debe cumplir que: $V_u \leq \phi(V_m + V_s)$

Se tiene que la ductilidad global es 1.5 (mayor a 1) por lo que la fuerza cortante de diseño debe ser el valor que da el análisis multiplicado por la razón entre el FED correspondiente a $\alpha=1$ y el FED correspondiente a la ductilidad global del análisis.

$$FED_1 = 2.50$$

$$FED_{1.5} = 1.77$$

$$V_u = 1.41 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u\text{diseño}} = V_u \cdot \frac{FED_1}{FED_{1.5}} = 1.99 \cdot \text{ton}$$

$$A_g = 0.6\text{m} \cdot 15\text{cm} = 900\text{cm}^2$$

$$d = l_w - 10\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$b_w = 2 \cdot 2.5\text{cm} = 5.0\text{cm} \quad (\text{Mampostería parcialmente rellena})$$

$$S_h = 60\text{cm}$$

$$A_{sh} = 0.71\text{cm}^2$$

$$\text{Relación Momento-Cortante: } \frac{M_u}{V_u \cdot d} = 1.0$$

Inicialmente se parte de que el acero **horizontal está embebido en concreto** a través del uso de viga block.

$$V_m = \left[\left[1 - 0.44 \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d} \right) \right] \cdot \sqrt{f' m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.25 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 1.2 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{0.5 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 0.83 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 2.03 \cdot \text{ton}$$

Se revisa que el cortante nominal cumpla con el máximo establecido:

$$\text{Cuando: } \frac{M_u}{V_u \cdot d} \geq 1.0 \quad V_{n\text{max}} = \left(1.06 \cdot \sqrt{f' m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot d \cdot b_w = 2.22 \cdot \text{ton}$$

$$V_n \leq V_{n\text{max}} \quad \text{OK!}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante:

De la tabla 9.4.2 del CSCR

$$\phi = 0.55$$

$$\phi \cdot V_n = 1.11 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Recordando que: } V_{u\text{diseño}} = 1.99 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u\text{diseño}} > \phi \cdot (V_m + V_s) \quad \text{No cumple! Se requiere mucho más acero. Se propone usar varilla \#4 @40cm}$$

$$S_h = 40\text{cm}$$

$$A_{sh} = 1.29\text{cm}^2$$

$$V_s = \frac{0.5 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 2.26 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 3.46 \cdot \text{ton}$$

$V_n > V_{n_{\max}}$ V_n supera el máximo por lo que compara el cortante último de diseño con este valor máximo.

$$\phi \cdot V_{n_{\max}} = 1.22 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u_{\text{diseño}}} = 1.99 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u_{\text{diseño}}} > \phi \cdot V_{n_{\max}} \quad \text{No cumple!}$$

El problema se da debido a que sin importar la cantidad de acero, se debe utilizar una capacidad nominal máxima definida por la ecuación 9-26 del CSCR 2010:

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} \geq 1.0 \quad V_n \leq (1.06 \cdot \sqrt{f'c}) \cdot d \cdot bw$$

Se puede aumentar bw al rellenar todas las celdas del elemento.

Por esta razón se propone rellenar todas las celdas y usar acero vertical 2#3 (colocadas en las celdas extremas) y horizontal #3@60cm.

$$bw = t = 15 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería totalmente rellena})$$

$$Sh = 60 \text{ cm}$$

$$Ash = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$V_m = \left[\left[1 - 0.44 \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d} \right) \right] \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.25 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot bw = 3.6 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{0.5 \cdot Ash \cdot f_y \cdot d}{Sh} = 0.83 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 4.42 \cdot \text{ton}$$

Se revisa en cortante nominal máximo:

$$\text{Cuando: } \frac{M_u}{V_u \cdot d} \geq 1.0 \quad V_{n_{\max}} = \left(1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot d \cdot bw = 6.65 \cdot \text{ton}$$

$$V_n \leq V_{n_{\max}} \quad \text{OK!!}$$

$$\phi = 0.55$$

$$\phi \cdot V_n = 2.43 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Recordando que: } V_{u_{\text{diseño}}} = 1.99 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u_{\text{diseño}}} \leq \phi \cdot (V_m + V_s) \quad \text{Cumple!}$$

Resultado Pilar 1 del Muro A con acero horizontal embebido en concreto:

Bloque de 15cm clase B

Acero vertical: 2#3 (todas las celdas rellenas)

Acero horizontal: 1#3@60cm (cada hilada)

*Como todas las celdas están llenas el acero horizontal siempre va a estar totalmente embebido en concreto.

Diseño del pilar 3

1) Cargas últimas: cortante, momento y carga axial

$$V_u = R_3 \cdot V_{u_{total}} = 0.55 \cdot \text{ton}$$

$$M_u = \frac{V_u \cdot (1.0\text{m})}{2} = 0.28 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Carga Axial

Carga axial por área tributaria

Carga de la losa (ver figura B-7):

$$P_0 = \frac{1.368 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 3.80\text{m}}{2} - \frac{0.648 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 1.8\text{m}}{2} = 2.02 \cdot \text{ton}$$

Carga del pilar 9 (acero vertical @ 60cm):

$$W_9 = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot \left(\frac{1.4\text{m}}{2} + \frac{1.4\text{m}}{2} + 0.6\text{m} \right) \cdot 1\text{m} = 0.56 \cdot \text{ton}$$

Peso propio del pilar 3:

Debido a que este pilar debe llevar al menos dos de sus tres celdas rellenas, se considera de el peso por metro cúbico de mampostería es de: 2150 kg/m^3

$$W_3 = 2150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot 0.6\text{m} \cdot \frac{1\text{m}}{2} = 0.1 \cdot \text{ton}$$

Carga axial debida al sismo (ver figura B-7)

$$P_i = M \cdot \frac{A_i \cdot y_i}{\sum A_i \cdot (y_i)^2} \quad M = V_{u_{total}} \cdot 1.0\text{m} = 4.65 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$
$$P_3 = M \cdot \frac{(0.6 \cdot 0.15)\text{m}^2 \cdot 1.32\text{m}}{2.333\text{m}^4} = 0.24 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = P_0 + W_9 + W_3 = 2.67 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = P_3 = 0.24 \cdot \text{ton}$$

Combinación de carga crítica:

$$P_u = 0.95 \cdot P_{CP} - P_{CS} = 2.3 \cdot \text{ton}$$

Carga temporal: Se utilizará el en cálculo de acero máximo

$$P_{CT} = \left(200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 4.3\text{m} \right) \cdot \left(\frac{3.8}{4.3} \cdot \frac{3.8\text{m}}{2} - \frac{1.8}{4.3} \cdot \frac{1.8\text{m}}{2} \right) = 1.12 \cdot \text{ton}$$

2) Acero mínimo

De acuerdo con el criterio de acero mínimo general, se propone usar lo siguiente:

$$\text{Acero vertical: } 1\#3@40\text{cm} = 1.78\text{cm}^2$$

$$\text{Acero horizontal: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18\text{cm}^2 > A_{s\text{minunadirección}}$$

$$(1.18 + 1.78)\text{cm}^2 = 2.96\text{cm}^2 < A_{s\text{mintotal}}$$

No cumple con el acero mínimo total pero al ser por muy poco, se ACEPTA!

3) Revisión en flexocompresión

$$A_e = 0.6\text{m} \cdot 15\text{cm} = 900\text{cm}^2 \quad \phi = 0.75 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.70$$

Donde:

$$A_s = 2 \cdot 0.71\text{cm}^2 = 1.42\text{cm}^2 \quad t = 15\text{cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 60\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0631 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0365 \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.1177$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 1.66 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 1.15 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 0.28 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \quad \text{OK!!}$$

4) Cuantía máxima de acero (9.7.7 CSCR 2010)

$$A_s = 1.42\text{cm}^2$$

$$f'_m = 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_{mu} = 0.003$$

$$d = l_w - 10\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$f_y = 2.8 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 1.33 \times 10^{-3}$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = 1.0$$

La distribución de deformaciones unitarias de la sección considerada se debe suponer que varía linealmente desde un máximo, ϵ_{mu} , en la fibra extrema en compresión hasta **4.0** veces la deformación unitaria de cedencia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción.

$$C_m = 0.85 \cdot f' m \cdot \left(0.85 \frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \cdot d \right) \cdot b = 13.7 \cdot \text{ton}$$

$$C_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{\epsilon_{mu} - \epsilon_y}{\epsilon_{mu}} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{\epsilon_{mu}} \right] = 1.11 \cdot \text{ton}$$

$$T_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{4.0 \epsilon_y}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{4.0 \cdot \epsilon_y - \epsilon_y}{4.0 \cdot \epsilon_y} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{4.0 \epsilon_y} \right] = 2.23 \cdot \text{ton}$$

$$P = C_s + C_m - T_s = 12.5 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = 2.67 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CT} = 1.12 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = 0.24 \cdot \text{ton}$$

$$P' = P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CT} + 0.525 \cdot P_{CS} = 3.63 \cdot \text{ton}$$

Debido a que $P' < P$, se considera que la sección cumple con los requisitos de acero máximo

5) Revisión al corte (CSCR 2010 9.7.5)

$$V_{u \text{ diseño}} = V_u \cdot \frac{FED_1}{FED_{1.5}} = 0.78 \cdot \text{ton}$$

$$A_g = 0.6m \cdot 15cm = 900 \text{ cm}^2$$

$$d = l_w - 10cm = 50 \text{ cm}$$

$$b_w = 2 \cdot 2.5cm = 5 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería parcialmente rellena})$$

$$\text{Relación Momento-Cortante: } \frac{M_u}{V_u \cdot d} = 1.0$$

$$S_h = 60cm$$

$$A_{sh} = 0.71cm^2$$

Inicialmente se parte de que el **acero horizontal está embebido en concreto** através del uso de viga block.

$$V_m = \left[\left[1 - 0.44 \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d} \right) \right] \cdot \sqrt{f' m \cdot \frac{kg}{cm^2}} + 0.25 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 1.33 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{0.5 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 0.83 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 2.16 \cdot \text{ton}$$

Revisión del cortante nominal máximo:

$$\text{Cuando: } \frac{M_u}{V_u \cdot d} \geq 1.0 \quad V_{n_{\max}} = \left(1.06 \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot d \cdot b_w = 2.22 \cdot \text{ton}$$

$$V_n \leq V_{n_{\max}} \quad \text{OK!}$$

$$\phi = 0.55$$

$$\phi \cdot V_n = 1.19 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u_{\text{diseño}}} = 0.78 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u_{\text{diseño}}} \leq \phi \cdot V_n \quad \text{OK!}$$

Resultado Pilar 3 del Muro A con acero horizontal embebido en concreto:

Bloque de 15cm clase B

Acero vertical: 2#3

Acero horizontal: 1#3@60cm (cada 3 hiladas)

Cuando el **acero horizontal no está totalmente embebido en concreto**:

$$V_s = \frac{0.25 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 0.41 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 1.75 \cdot \text{ton}$$

$$V_n \leq V_{n_{\max}} = 1 \quad \text{OK!}$$

Recordando que: $V_{u_{\text{diseño}}} = 0.78 \cdot \text{ton}$

$$\phi = 0.55$$

$$\phi \cdot (V_m + V_s) = 0.96 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u_{\text{diseño}}} \leq \phi \cdot (V_m + V_s) \quad \text{Cumple!!}$$

Resultado Pilar 3 Muro A con acero horizontal no embebido en concreto

Bloque de 15cm clase B

Acero vertical: 2#3

Acero horizontal: 1#4@60cm (cada 3 hiladas)

*En casos como este, donde el resultado indica que se puede usar la misma cantidad de acero, lo que es más económico trabajar con el acero horizontal colocado en la sisa (no embebido en concreto).

De lo contrario, en casos donde resulta más atractivo utilizar viga block es necesario hacer una revisión del peso propio del muro y, consecuentemente, de las cargas de sismo correspondientes.

Diseño del pilar 8

1) Cargas últimas: cortante, momento y carga axial

$$V_u = R_8 \cdot V_{u_{total}} = 1.07 \cdot \text{ton}$$

$$M_u = \frac{V_u \cdot (0.6\text{m})}{2} = 0.32 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Carga axial última

Carga axial por área tributaria

Carga de la losa (ver figura B-7):

$$P_0 = \frac{0.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 1.5\text{m}}{2} = 0.41 \cdot \text{ton}$$

Carga del pilar 9 (celdas rellenas @ 60cm):

$$W_9 = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot \left(\frac{1.2\text{m}}{2} + 0.6\text{m} \right) \cdot 1\text{m} = 0.33 \cdot \text{ton}$$

Peso propio del pilar 8:

Debido a que este pilar debe llevar todas las celdas rellenas, se considera de el peso por metro cúbico de mampostería es de: 2250 kg/m³

$$W_8 = 2250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot 0.4\text{m} \cdot \frac{.6\text{m}}{2} = 0.04 \cdot \text{ton}$$

Carga axial debida al sismo (ver figura B-7)

$$P_i = M \cdot \frac{A_i \cdot \bar{y}_i}{\sum A_i (\bar{y}_i)^2} \quad M = V_{u_{total}} \cdot 1.0\text{m} = 4.65 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$
$$P_8 = M \cdot \frac{(0.4 \cdot 0.15)\text{m}^2 \cdot 3.78\text{m}}{2.333\text{m}^4} = 0.45 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = P_0 + W_9 + W_8 = 0.78 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = P_8 = 0.45 \cdot \text{ton}$$

Combinación de carga crítica:

$$P_u = 0.95 \cdot P_{CP} - P_{CS} = 0.29 \cdot \text{ton}$$

Carga temporal: Se utilizará el en cálculo de acero máximo

$$P_{CT} = \left(200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 4.3\text{m} \right) \cdot \frac{1.5}{4.3} \cdot \frac{1.5\text{m}}{2} = 0.23 \cdot \text{ton}$$

2) Acero mínimo

De acuerdo con el criterio de acero mínimo, se propone usar lo siguiente:

$$\text{Acero vertical: } 1\#3@20\text{cm} = 3.55\text{cm}^2$$

$$\text{Acero horizontal: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18\text{cm}^2 > A_{\text{smínunadirección}} \quad \text{OK!}$$

$$A_{\text{stotal}} = (1.18 + 3.55)\text{cm}^2 = 4.73\text{cm}^2 = 4.73\text{cm}^2 > A_{\text{smíntotal}} \quad \text{OK!}$$

3) Revisión en flexocompresión

$$A_e = 0.4\text{m} \cdot 15\text{cm} = 600\text{cm}^2 \quad \phi = 0.75 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.74$$

Donde:

$$A_s = 2 \cdot 0.71\text{cm}^2 = 1.42\text{cm}^2 \quad t = 15\text{cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 40\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0947 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0068 \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.1116$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 0.76 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0.56 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 0.32 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad \text{OK!!}$$

4) Cuantía máxima de acero (9.7.7 CSCR 2010)

$$A_s = 1.42\text{cm}^2$$

$$d = l_w - 10\text{cm} = 30\text{cm}$$

$$f'_m = 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 2.8 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_{mu} = 0.003$$

$$E_s = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 1.33 \times 10^{-3}$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = 1.0$$

La distribución de deformaciones unitarias de la sección considerada se debe suponer que varía linealmente desde un máximo, ϵ_{mu} , en la fibra extrema en compresión hasta **4.0** veces la deformación unitaria de cedenfia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción.

$$C_m = 0.85 \cdot f'_m \cdot \left(0.85 \frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \cdot d \right) \cdot b = 8.2 \cdot \text{ton}$$

$$C_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{\epsilon_{mu} - \epsilon_y}{\epsilon_{mu}} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{\epsilon_{mu}} \right] = 1.11 \cdot \text{ton}$$

$$T_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{4.0 \epsilon_y}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{4.0 \cdot \epsilon_y - \epsilon_y}{4.0 \cdot \epsilon_y} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{4.0 \epsilon_y} \right] = 2.23 \cdot \text{ton}$$

$$P = C_s + C_m - T_s = 7.08 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = 0.78 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CT} = 0.23 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = 0.45 \cdot \text{ton}$$

$$P' = P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CT} + 0.525 \cdot P_{CS} = 1.18 \cdot \text{ton}$$

Debido a que $P' < P$, se considera que la sección cumple con los requisitos de acero máximo

5) Revisión al corte (CSCR 2010 9.7.5)

$$V_{U\text{diseño}} = V_u \cdot \frac{FED_1}{FED_{1.5}} = 1.51 \cdot \text{ton}$$

$$A_g = 40\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 600 \text{cm}^2$$

$$d = l_w - 10\text{cm} = 30 \text{cm}$$

$$b_w = t = 15 \text{cm} \quad (\text{Mampostería totalmente rellena})$$

$$\text{Relación Momento-Cortante: } \frac{M_u}{V_u \cdot d} = 1.0$$

$$S_h = 60\text{cm}$$

$$A_{sh} = 0.71\text{cm}^2$$

Se parte de que el **acero horizontal está embebido en concreto** debido a que todas las celdas están rellenas.

$$V_m = \left[\left[1 - 0.44 \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d} \right) \right] \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.25 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 2.16 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{0.5 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 0.5 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 2.66 \cdot \text{ton}$$

Revisión del cortante nominal máximo:

Cuando: $\frac{M_u}{V_u \cdot d} \geq 1.0$ $V_{n_{max}} = \left(1.06 \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{kg}{cm^2}} \right) \cdot d \cdot bw = 3.99 \cdot ton$

$V_n \leq V_{n_{max}}$ OK!

$\phi = 0.55$

$\phi \cdot V_n = 1.5 \cdot ton$

$V_{u_{diseño}} = 1.5 \cdot ton$

$V_{u_{diseño}} \leq \phi \cdot V_n$ OK!

Resultado Pilar 8 del Muro A con acero horizontal embebido en concreto:

Bloque de 15cm clase B

Acero vertical: 2#4

Acero horizontal: 1#3@60cm (cada 3 hiladas)

*Es recomendable en estos casos colocar una varilla en la parte superior e inferior del pilar (como se muestra en la figura). El costo de este acero es bajo ya que son secciones de varilla pequeñas y da al pilar mayor capacidad para resistir cortante.

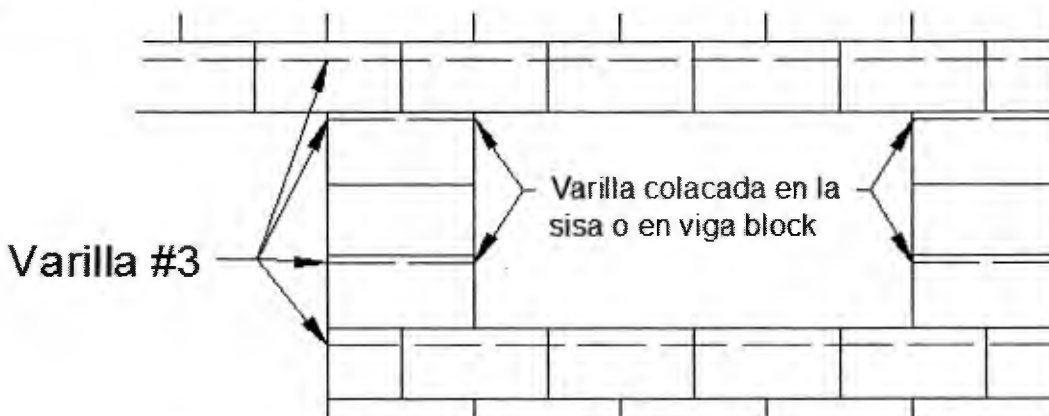


Figura B-6. Recomendación para colocar el acero horizontal

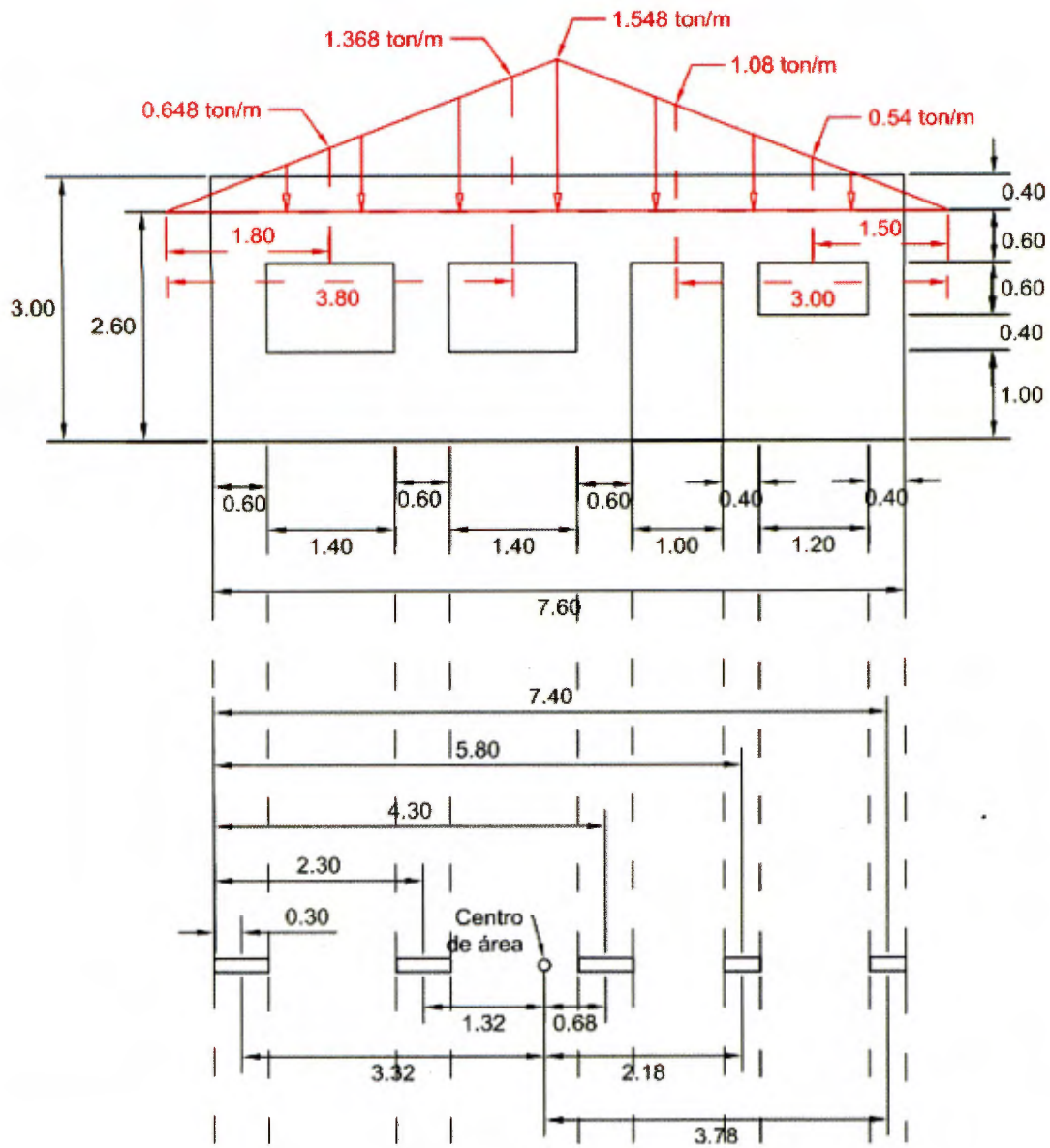


Figura B-7. Carga por área tributaria y datos para el cálculo de la carga axial debida al sismo del muro A

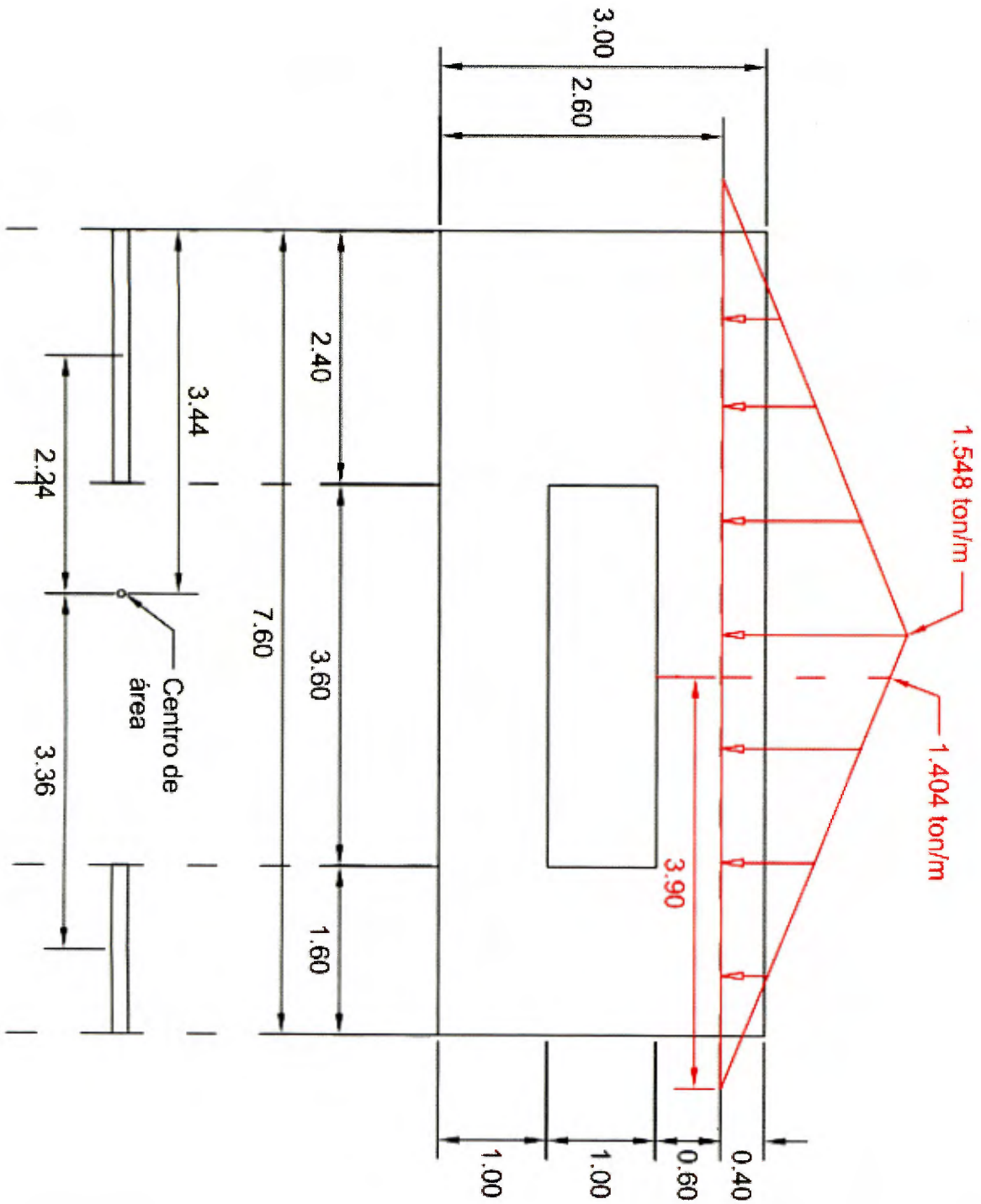


Figura B-8. Carga por área tributaria y datos para el cálculo de la carga axial debida al sismo del muro B

B.1.4. Resumen comparativo de diseño de todos los muros

Cuadro B-11. Resumen de diseño y variación con respecto al CSCR 2002 del muro A

Ítem		Acero horizontal embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002	Acero horizontal NO embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002
Total	V_u	4.65 ton	-29%	Igual	
	M_u	12.10 tonm	-29%	Igual	
Pilar 1	Resultado	Bloque de 15cm (todas celdas rellenas) Vertical: 2#3 Horizontal: 1#5@20cm	33% -45% -67%	Al estar todas las celdas rellenas, se considera que el acero horizontal está totalmente embebido en el concreto	
	P_u	0.32 ton	160%		
	M_u	0.71 tonm	-29%		
	M_n	1.18 tonm	-38%		
	ϕM_n	0.88 tonm	-39%		
	A_s máx	Cumple			
	V_u	1.41 ton	-29%		
	V_u dis	1.99 ton	0%		
	V_m	3.58 ton	1031%		
	V_s	0.83 ton	-83%		
	ϕV_n	2.42 ton	-17%		
	Pilar 3	Resultado	Bloque de 15cm A. vertical: 2#3 A. horizontal: 1#3@60cm		
P_u		2.30 ton	5%	Igual	
M_u		0.28 tonm	-29%	Igual	
M_n		1.65 tonm	2%	Igual	
ϕM_n		1.15 tonm	1%	Igual	
A_s máx		Cumple		Igual	
V_u		0.55 ton	-29%	Igual	
V_u dis		0.78 ton	0%	Igual	
V_m		1.33 ton	207%	Igual	
V_s		0.83 ton	-50%	0.41 ton	-75%
ϕV_n		1.19 ton	3%	0.96 ton	-17%

Cuadro B-11. Resumen de diseño y variación con respecto al CSCR 2002 del muro A
(CONTINUACIÓN)

Ítem		Acero horizontal embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002	Acero horizontal NO embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002
Pilar 5	Resultado	Bloque de 15cm A. vertical: 2#3 A. horizontal: 1#3@60cm	0% 0% 0%	Igual	
	P_u	1.86 ton	-6%	Igual	
	M_u	0.28 tonm	-29%	Igual	
	M_n	1.56 tonm	-2%	Igual	
	ϕM_n	1.10 tonm	-1%	Igual	
	A_s máx	Cumple		Igual	
	V_u	0.55 ton	-29%	Igual	
	V_u dis	0.78 ton	0%	Igual	
	V_m	1.30 ton	207%	Igual	
	V_s	0.83 ton	-50%	0.41 ton	-75%
ϕV_n	1.17 ton	2%	0.94 ton	-18%	
Pilar 6	Resultado	Bloque de 15cm Vertical: 2#3 Horizontal: 1#3@60cm	33% 0% -67%	Al estar todas las celdas rellenas se considera que el acero horizontal está totalmente embebido en el concreto	
	P_u	1.86 ton	43%		
	M_u	0.32 tonm	-29%		
	M_n	0.99 tonm	9%		
	ϕM_n	0.68 tonm	6%		
	A_s máx	Cumple			
	V_u	1.07 ton	-29%		
	V_u dis	1.51 ton	0%		
	V_m	2.46 ton	223%		
	V_s	0.50 ton	-83%		
ϕV_n	1.62 ton	-21%			

Cuadro B-11. Resumen de diseño y variación con respecto al CSCR 2002 del muro A
(CONTINUACIÓN)

Ítem		Acero horizontal embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002	Acero horizontal NO embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002
Pilar 8	Resultado	Bloque de 15cm Vertical: 2#3 Horizontal: 1#3@60cm	33% 0% -67%	Al estar todas las celdas rellenas se considera que el acero horizontal está totalmente embebido en el concreto	
	P_u	0.29 ton	190%		
	M_u	0.32 tonm	-29%		
	M_n	0.76 tonm	4%		
	ϕM_n	0.56 tonm	3%		
	A_s máx	Cumple			
	V_u	1.07 ton	-29%		
	V_u dis	1.51 ton	0%		
	V_m	2.17 ton	269%		
	V_s	0.50 ton	-83%		
	ϕV_n	1.47 ton	-25%		

Cuadro B-12. Resumen de diseño y variación con respecto al CSCR 2002 del muro B

Ítem		Acero horizontal embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002	Acero horizontal NO embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002
Total	V_u	5.70 ton	-29%	Igual	
	M_u	14.82 tonm	-29%	Igual	
Pilar 1	Resultado	Bloque de 15cm A. vertical: 1#3@60cm A. horizontal: 1#4@60cm	0% 0% 0%	Igual	
	P_u	3.93 ton	10%	Igual	
	M_u	1.76 tonm	-29%	Igual	
	M_n	15.50 tonm	3%	Igual	
	ϕM_n	11.26 tonm	2%	Igual	
	A_s máx	Cumple		Cumple	
	V_u	3.51 ton	-29%	Igual	
	V_u dis	4.96 ton	0%	Igual	
	V_m	9.02 ton	440%	Igual	
	V_s	6.92 ton	-50%	3.46 ton	-75%
	ϕV_n	8.59 ton	1%	6.86 ton	-20%
	Pilar 2	Resultado	Bloque de 15cm A. vertical: 1#3@60cm A. horizontal: 1#4@60cm	0% 0% 0%	Igual
P_u		2.73 ton	29%	Igual	
M_u		1.09 tonm	-29%	Igual	
M_n		7.88 tonm	6%	Igual	
ϕM_n		5.72 tonm	5%	Igual	
A_s máx		Cumple		Cumple	
V_u		2.19 ton	-29%	Igual	
V_u dis		3.09 ton	0%	Igual	
V_m		5.57 ton	418%	Igual	
V_s		4.52 ton	-50%	2.26 ton	-75%
ϕV_n		5.31 ton	-4%	4.30 ton	-23%

Cuadro B-13. Resumen de diseño y variación con respecto al CSCR 2002 del muro C

Ítem	Acero horizontal embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002	Acero horizontal NO embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002
Resultado	Bloque de 12cm Acero vertical: 1#3@60cm Acero horizontal: 1#3@60cm	0% 0% 0%		Igual
P_u	11.13 ton	0%		Igual
M_u	13.64 tonm	-29%		Igual
M_n	136.86 tonm	0%		Igual
ϕM_n	99.07 tonm	0%		Igual
A_s máx	Cumple		Cumple	
V_u	5.25 ton	-29%		Igual
V_u dis	7.41 ton	0%		Igual
V_m	21.08 ton	393%		Igual
V_s	12.43 ton	-50%	6.21 ton	-75%
ϕV_n	18.43 ton	15%	15.01 ton	-6%

Cuadro B-14. Resumen de diseño y variación con respecto al CSCR 2002 del muro D

Ítem	Acero horizontal embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002	Acero horizontal NO embebido en concreto	Variación con respecto al CSCR 2002
Resultado	Bloque de 12cm Acero vertical: 1#3@60cm Acero horizontal: 1#3@60cm	0% 0% 0%		Igual
P_u	11.13 ton	0%		Igual
M_u	18.06 tonm	-29%		Igual
M_n	136.86 tonm	0%		Igual
ϕM_n	99.07 tonm	0%		Igual
A_s máx	Cumple		Cumple	
V_u	6.95 ton	-29%		Igual
V_u dis	9.81 ton	0%		Igual
V_m	21.08 ton	393%		Igual
V_s	12.43 ton	-50%	6.21 ton	-75%
ϕV_n	18.43 ton	15%	15.01 ton	-6%

B.2. Diseño de los muros de un edificio de cinco niveles con el CSCR 2010

B.2.1. Características de los elementos diseñados

Ubicación: San José

Tipo de suelos: S3

Mampostería clase A de 20cm

En las figuras B-9 y B-10, se muestra la vista en planta y la vista lateral, respectivamente. Todas las dimensiones se encuentran en metros.

En la sección B.2.2, se presenta el cálculo de las cargas sobre cada muro y, en la sección B.2.3, se muestra paso a paso el diseño de los muros rectangulares idénticos A y D, y el muro alado 1.

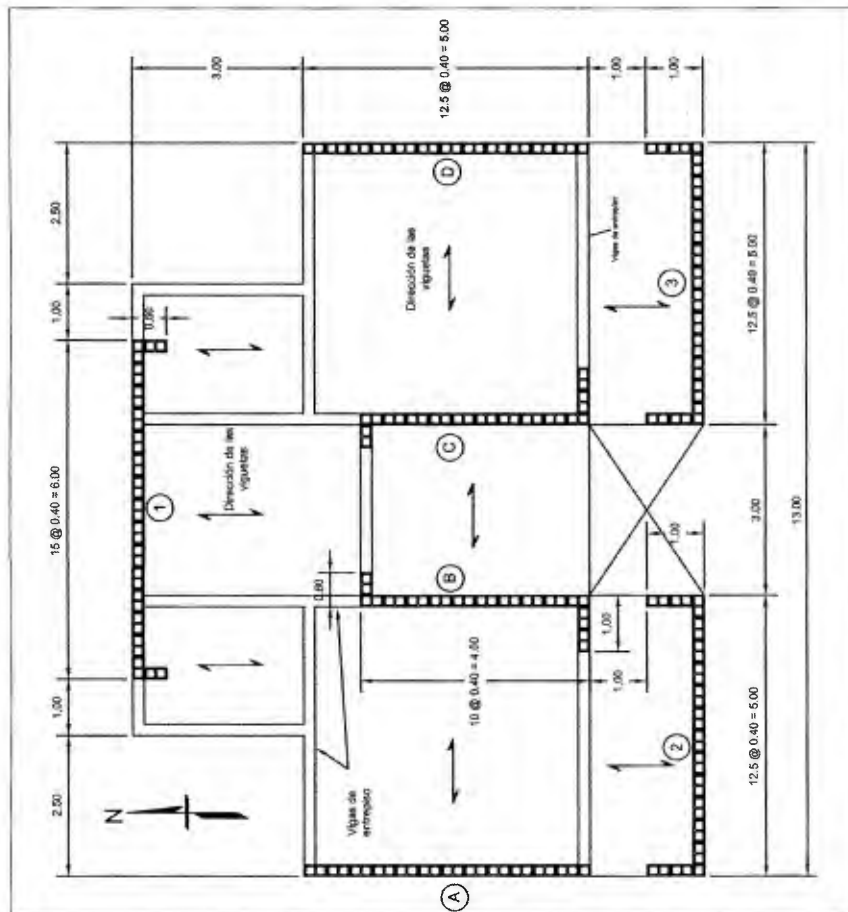


Figura B-9. Vista en planta del edificio de cinco niveles

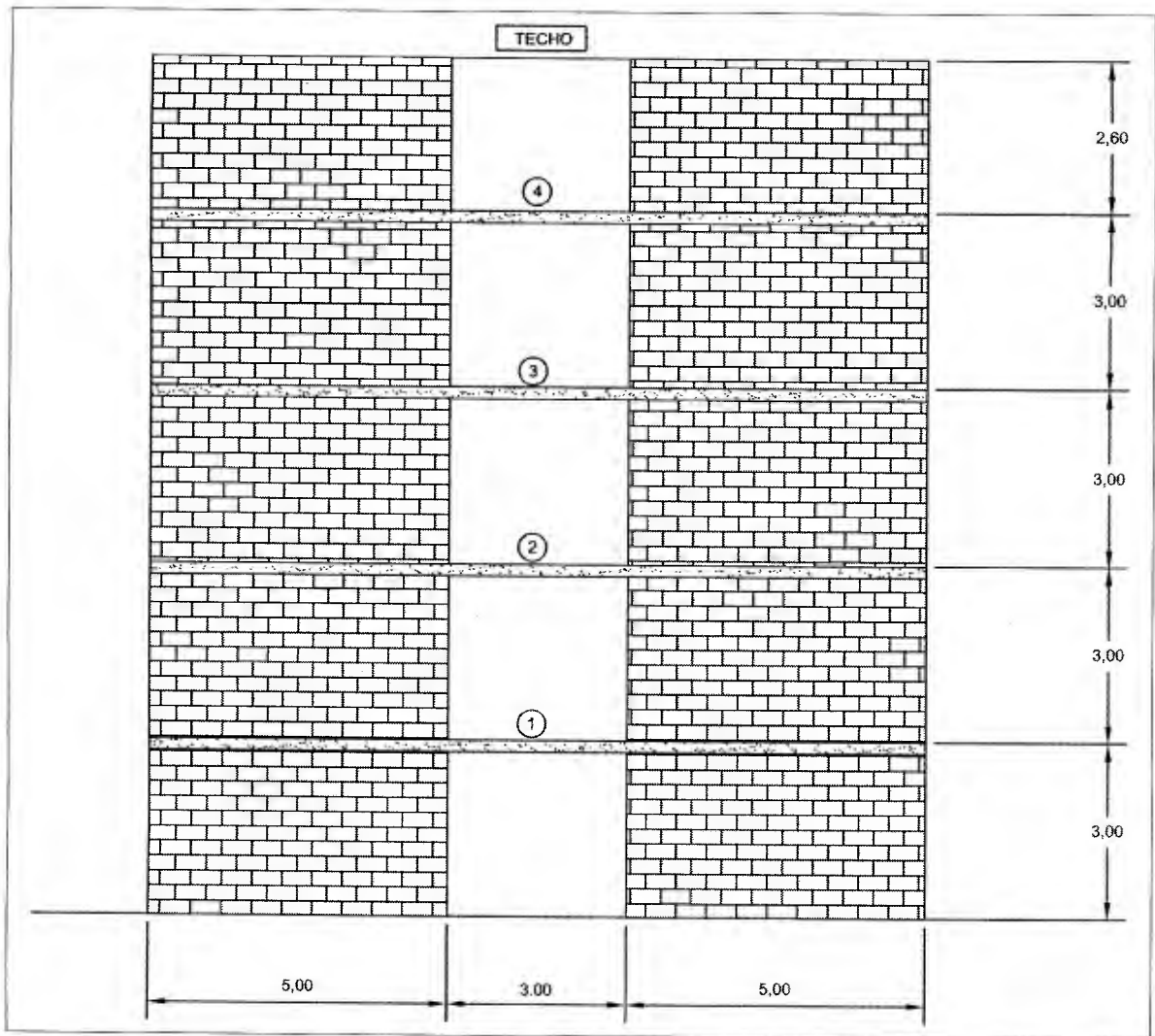


Figura B-10. Fachada lateral del edificio

B.2.2. Cálculo de las cargas sobre la estructura

1) Carga Permanente

Pisos:	Entre piso y vigas	350 Kg/m ²
	Piso de cerámica	50 Kg/m ²
	Cielo raso	15 Kg/m ²
	Iluminación y tuberías	5 Kg/m ²
	Divisiones interiores y ventanería	45 Kg/m ²
		465 Kg/m²
Techo:	Cerchas	10 Kg/m ²
	Largueros	10 Kg/m ²
	Placas, tensores y cubierta	10 Kg/m ²
	Iluminación y tuberías	5 Kg/m ²
	Equipos adicionales	5 Kg/m ²
		40 Kg/m²

Muros:

Se suponen bloques de 20cm. En los primeros tres niveles, todas las celdas están rellenas ($\gamma=2250 \text{ kg/m}^3$) y, en los dos niveles superiores, el acero vertical está colocado cada 60cm ($\gamma=1850 \text{ kg/m}^3$). Con estos datos, se saca un γ promedio:

Altura total = 14.6m

Altura de los primeros 3 niveles = 9m

Altura de los dos niveles superiores = 5.6m

$$\gamma_{\text{promedio}} = \frac{9 \cdot \text{m} \cdot 2250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} + 5.6 \text{m} \cdot 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{14.6 \text{m}} = 2096.6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$W_0 = 2096.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0.2 \text{m} = 419.3 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Repello de 1.5cm @ lado:

$$2 \cdot 0.015 \text{m} \cdot 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sub-total} = 419.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 479.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

2) Carga temporal
CSCR 2010 tabla 6.1

$$\text{Pisos} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \qquad \text{Techo} = 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3) Carga de sismo

Coefficiente Sísmico

Ecuación 5.1 CSCR 2010:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot \text{FED}}{\text{SR}}$$

a_{ef} es la aceleración pico efectiva, la cual se obtiene de la tabla 2.2 CSCR 2010. Para zona III (San José) y suelo tipo S3:

$$a_{ef} = 0.36$$

I es el factor de importancia el cual se obtiene de la tabla 4.1 CSCR 2010.

$$I = 1$$

SR es el factor de sobre resistencia, capítulo 5 del CSCR 2010. Para muros:

$$\text{SR} = 2$$

FED es el factor espectral dinámico (capítulo 5 CSCR 2010). Este depende del tipo de suelo (S3), zona sísmica (Zona III), ductilidad global (μ) y periodo (T):

Se supondrá que la estructura posee una irregularidad en planta moderada, CCRC-10 4.3.2 a 4.3.4. Es decir,

$$0.05 < \frac{e}{D} < 0.025$$

Por tratarse de muros rectangulares sin ningún tipo de confinamiento en sus extremos, se considera una ductilidad local moderada de acuerdo con la sección 9.7 del CSCR 2010.

De la Tabla 4.3 del CSCR 2010, para estructuras tipo muro, irregularidad moderada y ductilidad global moderada:

$$\mu = 2.0$$

Periodo de vibración CSCR 2010 7.4 (e)

$$T = 0.05 \cdot N$$

Donde N es el número total de pisos

$$T = 0.05 \cdot 5 = 0.25$$

Usando la figura 5.7 (o la tabla E.7) del CSCR 2010 se obtiene que:

$$FED = 1.44$$

Entonces el coeficiente sísmico, C, es:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} = 0.259$$

Cálculo de peso propio

CSCR 2010 6.1 d y e

Cuadro B-15. Peso de los muros

Muro	A (m ²)	Peso/muro (ton)	Cantidad	W (ton)
1	6.8 * 3 = 20.4	9.78	1	9.78
2, 3	6.6 * 3 = 19.8	9.49	2	18.98
A, D	5 * 3 = 15	7.19	2	14.38
B, C	5.2 * 3 = 15.6	7.48	2	14.95
Σ=				58.09 ton

$$\begin{aligned} \text{Peso por área} &= [8\text{m} \cdot 3\text{m} + (2)7\text{m} \cdot 5\text{m} + 5\text{m} \cdot 3\text{m}] \cdot \left[0.465 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.15 \cdot \left(0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) \right] \\ &= 109\text{m}^2 \left(495 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 53.95 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Peso total por piso} = 58.09\text{ton} + 53.95\text{ton} = 112.05\text{ton}$$

Cálculo de peso en el techo

$$\text{Muros} = 58.09 \text{ ton} \cdot \frac{1.3\text{m}}{3\text{m}} = 25.17 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Peso total por área} = 109 \text{ m}^2 \cdot \left[\left(0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) + 0.0 \cdot \left(0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) \right] = 4.36 \text{ ton}$$

$$\text{Peso total del techo} = 25.17 \text{ ton} + 4.36 \text{ ton} = 29.53 \cdot \text{ton}$$

Se propone usar el Método Estático (CSCR 2010, sección 7.4)

Limitaciones:

- Regular en altura (CSCR 2010 4.3.1). OK!
- Regular en planta (CSCR 2010 4.3.2). Se considera aceptable!
- Altura máxima = 14.6m < 20m. OK!
- N° pisos = 5. OK!

R/ Se puede aplicar el método estático.

Cortante en la base

$$W = 4\text{pisos} (112.04\text{ton}) + 29.53\text{ton} = 477.7\text{ton}$$

$$V = C W = 0.259 (477.7\text{ton}) = 123.8\text{ton}$$

Distribución de las fuerzas de sismo

Cuadro B-16. Distribución de las fuerzas de sismo

Nivel	h (m)	Wi (ton)	W h	Fi (ton)
1	3	112.04	336.1	11.0
2	6	112.04	672.2	21.9
3	9	112.04	1008.4	32.9
4	12	112.04	1344.5	43.9
Techo	14.6	29.53	431.2	14.1
Σ		477.7	3792.4	123.8

Ejemplo:

$$F_i = V \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_R \cdot h_R}$$

$$F_3 = 123.8 \text{ ton} \cdot \frac{1008.4 \text{ ton} \cdot \text{m}}{3792.4 \text{ ton} \cdot \text{m}} = 32.9 \text{ ton}$$

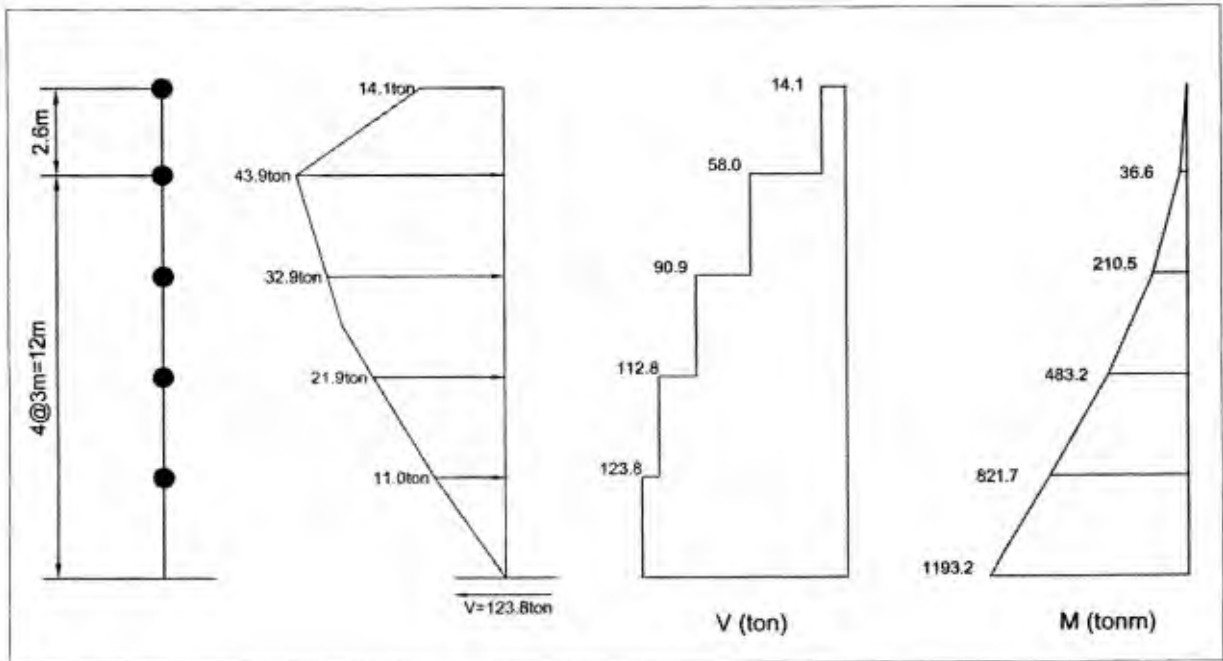


Figura B-11. Distribución de fuerza, cortante y momento

Cálculo de inercias de los muros alado

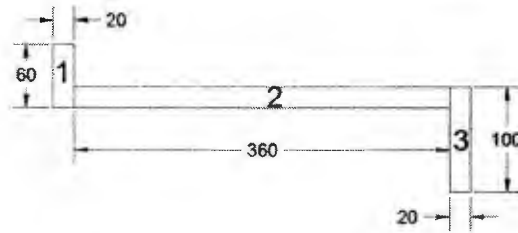
Muros en sentido N-S

MUROS B Y C

Sección	h (cm)	b (cm)	y (cm)	d (cm)	A (cm ²)	Ay (cm ³)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ³)	Inercia (cm ⁴)
1	20	60	390	204.62	1,200	468,000	41,867.5	50,240,946.7	40,000.0
2	360	20	200	14.62	7,200	1,440,000	213.6	1,537,988.2	77,760,000.0
3	20	100	10	-175.38	2,000	20,000	30,759.8	61,519,526.6	66,666.7
					10,400	1,928,000		113,298,461.5	77,866,666.7

y = 185.38 cm
 Inercia total = 191,165,128.21 cm⁴

S = 955825.64 cm³



Muros en sentido E-W

MUROS 1

Sección	h (cm)	b (cm)	y (cm)	d (cm)	A (cm ²)	Ay (cm ³)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ³)	Inercia (cm ⁴)
1	20	60	590	290.00	1,200	708,000	84,100.0	100,920,000.0	40,000.0
2	560	20	300	0.00	11,200	3,360,000	0	0	292,693,333.3
3	20	60	10	-290.00	1,200	12,000	84,100.0	100,920,000.0	40,000.0
					13,600	4,080,000		201,840,000.0	292,773,333.3

y = 300.00 cm
 Inercia total = 494,613,333.33 cm⁴

S = 1648711.11 cm³

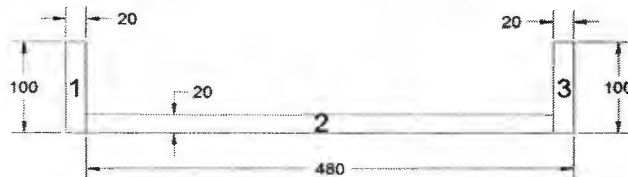


MUROS 2 Y 3

Sección	h (cm)	b (cm)	y (cm)	d (cm)	A (cm ²)	Ay (cm ³)	d ² (cm ²)	Ad ² (cm ³)	Inercia (cm ⁴)
1	20	100	490	240.00	2,000	980,000	57,600.0	115,200,000.0	66,666.7
2	460	20	250	0.00	9,200	2,300,000	0	0	162,226,666.7
3	20	100	10	-240.00	2,000	20,000	57,600.0	115,200,000.0	66,666.7
					13,200	3,300,000		230,400,000.0	162,360,000.0

y = 250.00 cm
 Inercia total = 392,760,000.00 cm⁴

S = 1571040.00 cm³



Cálculo de la geometría de los muros

CSCR 9.3.3 g: $6t = 6 \cdot 20 = 120\text{cm}$

Muros en el sentido N-S

Muros A y D: $A_W = 500\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 10000 \text{ cm}^2$

$$I_g = \frac{20\text{cm} \cdot (500\text{cm})^3}{12} = 208333333.333 \text{ cm}^4$$

Muros B y C: $A_W = 600\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 12000 \text{ cm}^2$

Alas 100% efectivas: $80\text{cm} < 6t = 120\text{cm}$

$$I_g = 191165128.21 \text{ cm}^4$$

Muros en el sentido E-W

Muro 1: $A_W = 600\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 12000 \text{ cm}^2$

Alas 100% efectivas: $40\text{cm} < 6t = 120\text{cm}$

$$I_g = 494613333.33 \cdot \text{cm}^4$$

Muro 2 y 3: $A_W = 600\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 12000 \text{ cm}^2$

Alas 100% efectivas: $80\text{cm} < 6t = 120\text{cm}$

$$I_g = 494613333.33 \cdot \text{cm}^4$$

$$\text{Inercia en el sentido N-S} = 2 \cdot |208333333 \text{ cm}^4 + 191165128 \text{ cm}^4| = 798996922 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia en el sentido E-W} = 494613333 \text{ cm}^4 + 2 \cdot |392760000 \text{ cm}^4| = 1280133333 \text{ cm}^4$$

El edificio es 1.6 veces más rígido en el sentido E-W que en el sentido N-S.

Cálculo de las deformaciones

CSCR 7.6, 7.8 y 9.3.4

La deformación se revisa en el sentido N-S por ser la más crítica y se usa el método de "área momento". Se usará mampostería clase A por el tamaño del edificio.

$$f'm = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E_m = 750 \cdot f'm = 75000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$0.5I_g = 0.5 \cdot 798996922 \text{ cm}^4 = 399498461 \text{ cm}^4$$

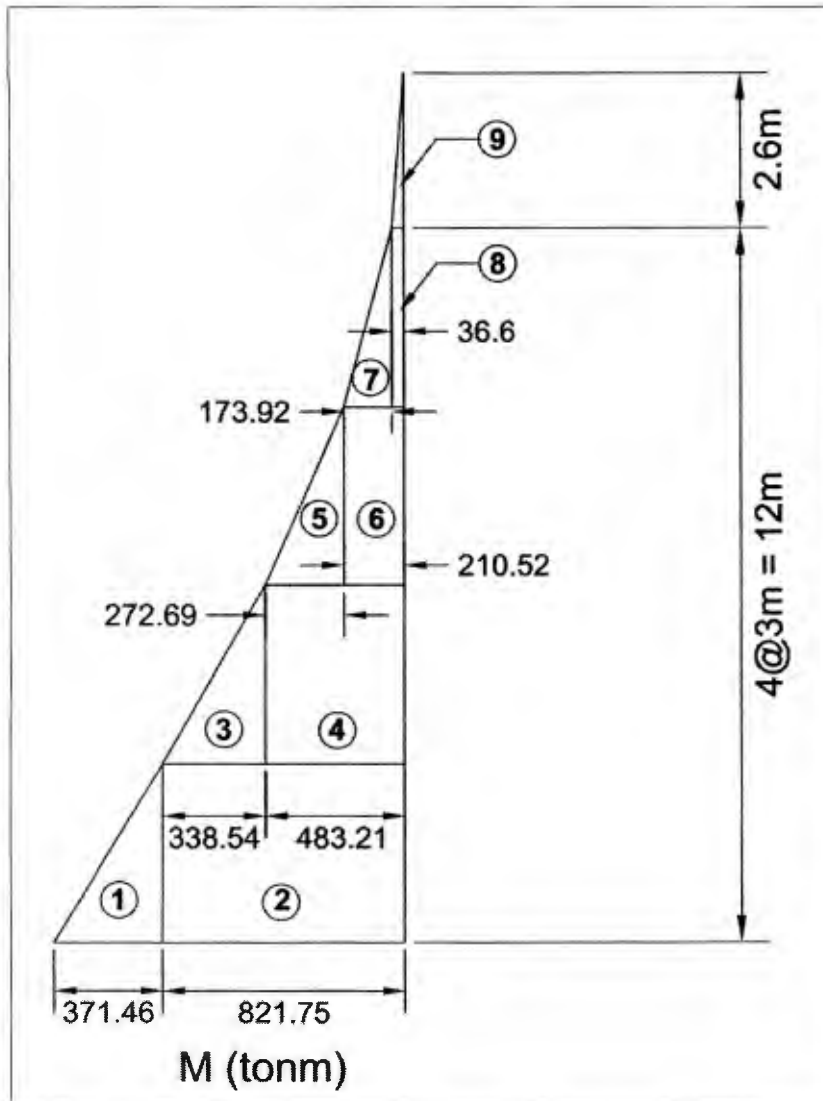


Figura B-12. Valores para el cálculo de área momento

Cuadro B-17. Área momento

Sección	h	b	Área (ton*m ²)	y (m)	A*y (ton*m ³)
1	1.5	371.46	557.19	13.6	7577.73
2	3	821.75	2465.25	13.1	32294.77
3	1.5	338.54	507.80	10.6	5382.71
4	3	483.21	1449.64	10.1	14641.41
5	1.5	272.69	409.04	7.6	3108.67
6	3	210.52	631.57	7.1	4484.18
7	1.5	173.92	260.88	4.6	1200.07
8	3	36.60	109.81	4.1	450.20
9	2.6	36.60	95.16	1.73	164.64
					69139.74 ton*m³

Desplazamiento elástico en la cúspide:

$$\partial_i^e = \frac{\sum My}{E_m \cdot I_{cr}} = \frac{85090.96 \text{ ton} \cdot \text{m}^3 \left(10^9 \frac{\text{kg} \cdot \text{cm}^3}{\text{ton} \cdot \text{m}^3} \right)}{75000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 399498461 \text{ cm}^4} = 2.84 \text{ cm}$$

∂_i = desplazamiento inelástico = $\alpha \mu$ SR ∂_i^e

$\alpha = 0.7$ estructura tipo muro $\mu = 2.0$ SR = 2.0

$$\partial_i = (0.7) \cdot (1.5) \cdot (2.0) \cdot (2.84 \text{ cm}) = 5.964 \text{ cm}$$

Desplazamiento relativo del 1° nivel:

Δ_i^e = desplazamiento elástico relativo

$$\Delta_i^e = \frac{1}{E_m \cdot I_{cr}} \left[(457.16 \text{ ton} \cdot \text{m}) \left(\frac{3\text{m}}{2} \right) \left(\frac{2}{3} \cdot 3\text{m} \right) + (1011.34 \text{ ton} \cdot \text{m}) (3\text{m}) (1.5\text{m}) \right] = 0.198 \text{ cm}$$

Δ_i = desplazamiento inelástico relativo

$$\Delta_i = \mu \text{ SR } \Delta_i^e = (1.5) \cdot (2.0) \cdot (0.198 \text{ cm}) = 0.594 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta_1}{h_1} \text{ permisible} = 0.008$$

Tabla 7.2 CSCR Edificio tipo D y tipo muro

$$\Delta_1 \text{ permisible} = (0.008)(300\text{cm}) = 2.4\text{cm} > 0.594\text{cm} \quad \text{OK!}$$

➤ Las deformaciones son satisfactorias

Distribución de las fuerzas de sismo

$$k = \frac{1}{\frac{11 P h^3}{60 E I} + \frac{5 r P h}{3 A E}}$$

r = 1.0 para muros alados

r = 1.2 para muros rectangulares

Como los valores de P y E son comunes a todos los muros, se eliminan para el cálculo de la rigidez relativa.

$$k = \frac{1}{\frac{11 h^3}{60 I} + \frac{5 r h}{3 A_w}}$$

Se revisa para los muros en la base del edificio: h = 14.6 m

$$k = \frac{1}{\frac{11 \cdot 14.6^2}{60 I} + \frac{5 r}{3 A_w}} = \frac{1}{\frac{39.08}{60 I} + \frac{5 r}{3 A_w}}$$

Ejemplo: Muro B Sismo N-S

$$I = 1.91\text{m}^4 \quad A = 0.8\text{m}^2$$

$$k = \frac{1}{\frac{39.08}{1.91} + \frac{5(1.0)}{3(0.8)}} = 0.0444$$

$$\%V_D = \frac{0.0444}{0.1849} = 0.24$$

Cuadro B-18. Cortantes directos para el sismo N-S

Muro	Descripción	I (m ⁴)	A _w (m ²)	r	k	% V _D	V _D (ton)
A	Rectangular	2.08	1	1.2	0.0482	26.02%	32.22
B	Alado	1.91	0.8	1	0.0444	23.98%	29.69
C	Alado	1.91	0.8	1	0.0444	23.98%	29.69
D	Rectangular	2.08	1	1.2	0.0482	26.02%	32.22
					0.1851	1.0	123.8

Cuadro B-19. Cortantes directos para el sismo E-W

Muro	Descripción	I (m ⁴)	A _w (m ²)	r	k	% V _D	V _D (ton)	
1	Alado	4.95	1.2	1	0.1076	38.47%	47.63	
2	Alado	3.93	1	1	0.0861	30.76%	38.09	
3	Alado	3.93	1	1	0.0861	30.76%	38.09	
						0.2798	1.0	123.8

Cálculo del centro de rigidez (cotas azules en la figura B-13)

El origen de coordenadas se ubica en la esquina inferior izquierda del edificio.

Cuadro B-20. Centro de rigidez en X

Muro	Descripción	X (m)	k	R _i	X _i R _i
A	Rectangular	0.10	0.0482	0.26	0.026
B	Alado	4.90	0.0444	0.24	1.175
C	Alado	8.10	0.0444	0.24	1.942
D	Rectangular	12.90	0.0482	0.26	3.357
			0.1851	X_r = 6.50 m	

Cuadro B-21. Centro de rigidez en Y

Muro	Descripción	X (m)	k	R _i	X _i R _i
1	Alado	9.90	0.1076	0.38	3.809
2	Alado	0.10	0.0861	0.31	0.031
3	Alado	0.10	0.0861	0.31	0.031
			0.2798	Y_r = 3.87 m	

Cálculo del centro de masa (cotas rojas en la figura B-13)

El valor de X_m es 6.5m.

Cálculo de Y_m

Cuadro B-22. Centro de masa en Y

Elemento	W (ton)	Y (m)	W Y (tonm)
Muro 1	9.78	9.9	96.80
Muros 2, 3	2 * 1.90 ton = 18.98	0.1	1.86
Muros A, D	2 * 64.71 ton = 14.38	4.5	63.45
Muros B, C	2 * 59.82 ton = 14.95	4	58.66
Entrepiso superior	8 m * 3 m * 0.495 ton/m ² = 11.88	8.5	100.98
Entrepiso medio	13 m * 5 m * 0.495 ton/m ² = 32.18	4.5	144.79
Entrepiso inferior	2 * 5 m * 2 m * 0.495 ton/m ² = 9.90	1	9.9
Σ W = 112.05		Σ W Y = 478.89	

$$Y_m = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = \frac{478.89 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}}{112.05 \text{ton}} = 4.27 \cdot \text{m}$$

Cálculo de las excentricidades (cotas celestes en la figura B-13)

CSCR 4.3.2 a 4.3.4

$$e_{min} \text{ en } Y = 0.05 D = 0.05 \cdot 10m = 0.5 m$$

$$e_{min} \text{ en } X = 0.05 D = 0.05 \cdot 13m = 0.65 m$$

$$e \text{ en } Y = Y_m - Y_r = 4.27 - 3.87 = 0.40m$$

$$e \text{ en } X = X_m - X_r = 6.50 - 6.50 = 0m$$

La estructura es regular ya que en ambos sentidos: $e_{real} < 0.05 D$

Debido a que la excentricidad mínima es mayor, se desplaza el centro de masa (cotas amarillas en la figura B-13) y se utilizan las excentricidades mínimas para el cálculo de los momentos torsionales.

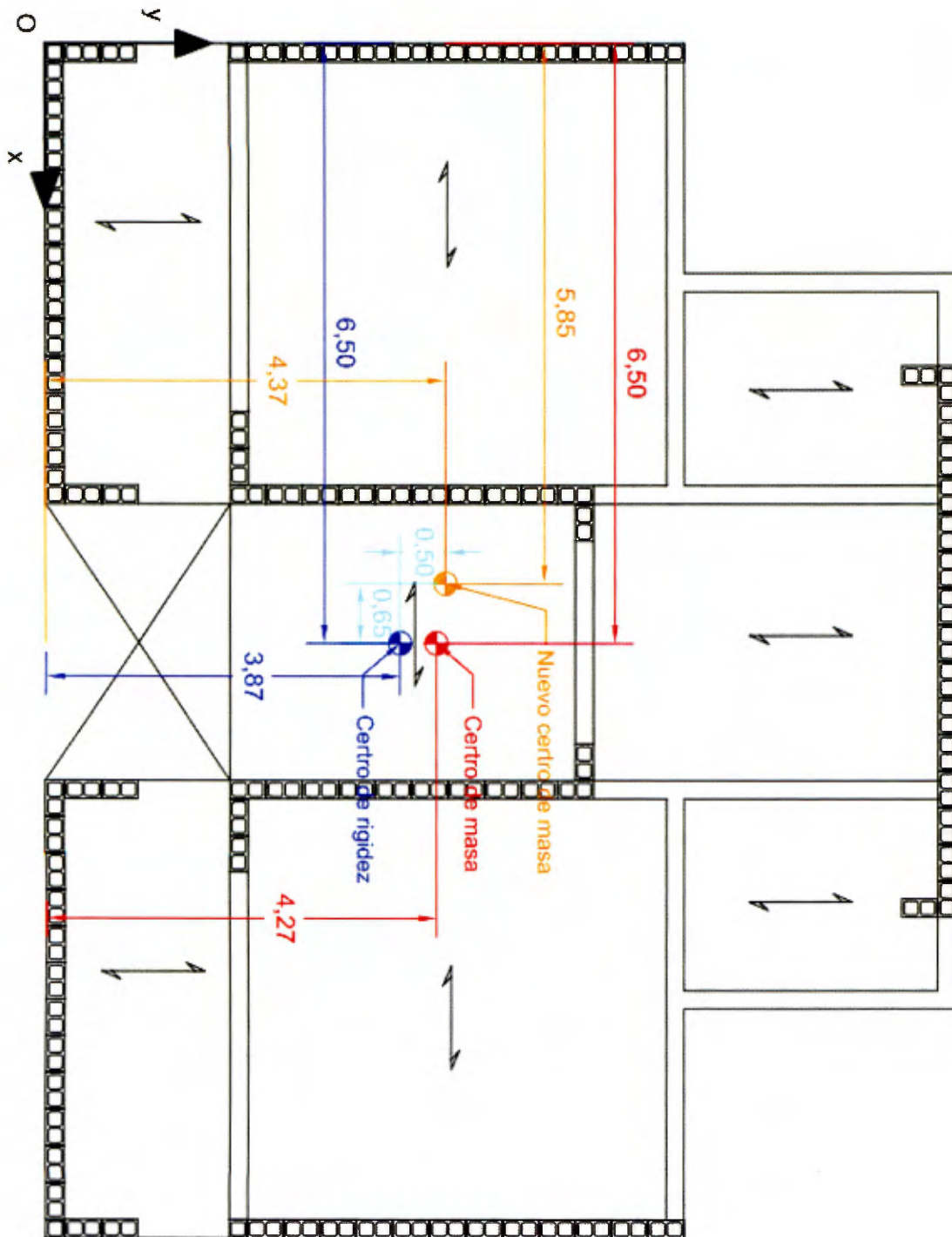


Figura B-13. Centro de rigidez, centro de masa y excentricidades

Cálculo de los efectos torsionales

Sismo N-S: $M_t = 123.8 \text{ ton} \cdot (0.65 \text{ m}) = 80.47 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Sismo E-W: $M_t = 123.8 \text{ ton} \cdot (0.5 \text{ m}) = 61.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Cuadro B-23. Cortantes torsionales debido al sismo N-S

Muro	Dirección	k	R _i	d (m)	R _i *d	R _i *d ²	V _t (ton)	V _t *d
A	N-S	0.0482	0.104	6.40	0.663	4.24	2.36	15.07
B	N-S	0.0444	0.095	1.60	0.153	0.24	0.54	0.87
C	N-S	0.0444	0.095	1.60	0.153	0.24	0.54	0.87
D	N-S	0.0482	0.104	6.40	0.663	4.24	2.36	15.07
1	E-W	0.1076	0.232	6.03	1.396	8.42	4.96	29.90
2	E-W	0.0861	0.185	3.77	0.698	2.63	2.48	9.35
3	E-W	0.0861	0.185	3.77	0.698	2.63	2.48	9.35
		0.4649	1.000			22.66		80.48

Cuadro B-24. Cortantes torsionales debido al sismo E-W

Muro	Dirección	k	R _i	d (m)	R _i *d	R _i *d ²	V _t (ton)	V _t *d
A	N-S	0.0482	0.104	6.40	0.663	4.24	1.81	11.60
B	N-S	0.0444	0.095	1.60	0.153	0.24	0.42	0.67
C	N-S	0.0444	0.095	1.60	0.153	0.24	0.42	0.67
D	N-S	0.0482	0.104	6.40	0.663	4.24	1.81	11.60
1	E-W	0.1076	0.232	6.03	1.396	8.42	3.81	23.00
2	E-W	0.0861	0.185	3.77	0.698	2.63	1.91	7.19
3	E-W	0.0861	0.185	3.77	0.698	2.63	1.91	7.19
		0.4649	1.000			22.66		61.91

$$V_t = \frac{M_t (R_i d_i)}{(R_i d_i)^2}$$

Ejemplo:

Cortante torsional del muro 1, sismo E-W (cuadro B-24):

$$V_t = \frac{61.9 \text{ ton} \cdot \text{m} \cdot (1.396 \text{ m})}{22.66 \text{ m}^2} = 3.81 \cdot \text{ton}$$

Cálculo de cortantes de diseño

Cuadro B-25. Cortantes y momentos totales debido al sismo N-S

Muro	Dirección	V _D (ton)	V _t (ton)	V _{total} (ton)	M _{total} (ton*m)
A	N-S	32.22	2.36	34.6	333.18
B	N-S	29.69	0.54	30.2	291.35
C	N-S	29.69	0.54	30.2	291.35
D	N-S	32.22	2.36	34.6	333.18
1	E-W	0	4.96	4.96	47.79
2	E-W	0	2.48	2.48	23.89
3	E-W	0	2.48	2.48	23.89

Cuadro B-26. Cortantes y momentos totales debido al sismo E-W

Muro	Dirección	V _D (ton)	V _t (ton)	V _{total} (ton)	M _{total} (ton*m)
A	N-S	0.00	1.81	1.81	17.46
B	N-S	0.00	0.42	0.42	4.02
C	N-S	0.00	0.42	0.42	4.02
D	N-S	0.00	1.81	1.81	17.46
1	E-W	47.63	3.81	51.45	495.79
2	E-W	38.09	1.91	40.00	385.47
3	E-W	38.09	1.91	40.00	385.47

Cuadro B-27. Cortantes y momentos últimos

Muro	V _u (ton)	M _u (ton*m)
A	34.57	333.18
B	30.23	291.35
C	30.23	291.35
D	34.57	333.18
1	51.45	495.79
2	40.00	385.47
3	40.00	385.47

Ejemplo:

Cortantes y momentos totales Muro 1, Sismo E-W (Cuadro B-26)

$$V_D = 47.63 \text{ ton (cuadro B-19)}$$

$$V_t = 3.81 \text{ ton (cuadro B-24)}$$

$$V_{\text{total}} = 47.63 \text{ ton} + 3.81 \text{ ton} = 51.45 \text{ ton}$$

$$\text{Momento total en la base} = 1193.2 \text{ ton m (figura B-11)}$$

$$\text{Cortante total en la base} = 123.8 \text{ ton (figura B-11)}$$

$$M_{\text{total}} = (1193.2 \text{ ton m}) * (51.45 \text{ ton}) / (123.8 \text{ ton}) = 495.79 \text{ ton m}$$

Cortante y momento últimos del Muro 1 (cuadro B-27)

$$V_u = \max [4.96 \text{ ton (cuadro B-25), } 51.45 \text{ ton (cuadro B-26)}] = 51.45 \text{ ton}$$

$$M_u = \max [47.79 \text{ ton m (cuadro B-25), } 495.79 \text{ ton m (cuadro B-26)}] = 495.79 \text{ ton m}$$

B.2.3. Memoria de cálculo del diseño de los muros "esbeltos" del edificio con el CSCR 2010

Muro A o D, Sismo N-S

Se propone usar acero grado 60: $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Mampostería clase A (anexo A.2 del CSCR): $f'_m = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Mampostería de 20cm: $t = 20\text{cm}$

Largo del elemento: $l_w = 500\text{cm}$

Requisitos básicos de refuerzo

Acero mínimo y diámetro máximo de la varilla vertical (sección 9.3.3 c del CSCR 2010)

$$A_{\text{smintotal}} = 0.002 \cdot (100\text{cm}) \cdot (20\text{cm}) = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sminunadirección}} = 0.0007 \cdot (100\text{cm}) \cdot (20\text{cm}) = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{max}} = \frac{t}{8} = 2.5 \text{ cm}$$

Separación máxima en ambos sentidos (sección 9.3.3 b del CSCR 2010)

$$\begin{aligned} S_{\text{max}} &= 80\text{cm} \quad \text{Rige!} \\ &= \frac{l_w}{3} = \frac{500 \cdot \text{cm}}{3} = 166.67 \text{ cm} \end{aligned}$$

Separación máxima en la base del muro (sección 9.7.2 c del CSCR 2010)

$$\begin{aligned} S_{\text{max}} &= 60\text{cm} \\ &= 3t = 3 \cdot (20 \cdot \text{cm}) = 60 \text{ cm} \quad \text{Son iguales!} \end{aligned}$$

Acero mínimo en muros de corte (celdas totalmente rellenas)

$$S = \frac{t \cdot (l_w)^2}{6} = 8.33 \times 10^5 \cdot \text{cm}^3$$

Ecuación 9-50 CSCR 2010 $f_r = 1.06 \sqrt{f'_m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 10.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (máximo) OK!}$

Ecuación 9-51 CSCR 2010 $M_{\text{cr}} = S \cdot f_r = 88.33 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Capacidad nominal mínima de un muro de corte (sección 9.7.2 b del CSCR 2010)

$$Mu_{\min} = 1.8 \cdot M_{cr} = 159 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cargas de diseño

Momento:

$$Mu = 333.18 \text{ton} \cdot \text{m} \quad (\text{cuadro B-27})$$

$Mu > Mu_{\min}$ OK! No rige el acero mínimo!

Cortante (de análisis):

$$Vu = 34.57 \text{ton} \quad (\text{cuadro B-27})$$

Carga axial:

$$\text{Área tributaria: } A_{\text{tributaria}} = \left(\frac{5\text{m}}{2} \cdot 5\text{m} \right) + \left(\frac{2\text{m}}{2} \cdot 5\text{m} \right) + \left(\frac{3\text{m}}{2} \cdot 2.5\text{m} \cdot \frac{1.25\text{m}}{5\text{m}} \right) = 18.44 \cdot \text{m}^2$$

- Carga permanente:

Pisos y techo

$$P_{CP1} = 4 \left(0.465 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 18.44 \text{m}^2 \right) + \left(0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 18.44 \text{m}^2 \right) = 35.04 \cdot \text{ton}$$

Peso propio del muro

$$P_{CP2} = \left(0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 5\text{m} \cdot 14.6\text{m} \right) = 35.04 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = P_{CP1} + P_{CP2} = 70.08 \cdot \text{ton}$$

- Carga temporal:

$$P_{CT} = 4 \left(0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 18.44 \text{m}^2 \right) + \left(0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 18.44 \text{m}^2 \right) = 15.49 \cdot \text{ton}$$

- Combinación de carga:
(sección 6.2.1 del CSCR 2010)

Donde:

$$f_1 = 0.5 \quad (\text{Edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo})$$

$$f_R = 1.0 \quad (\text{Factor de reducción de carga temporal según CSCR 2010 artículo 6.3})$$

Al ser la carga axial de sismo muy pequeña, se producen 4 posibles combinaciones:

$$Pu_1 = 1.4 \cdot P_{CP} = 98.11 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_2 = 1.2 \cdot P_{CP} + 1.6 \cdot f_R \cdot P_{CT} = 108.87 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_3 = 1.05 \cdot P_{CP} + f_1 \cdot f_R \cdot P_{CT} = 81.32 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_4 = 0.95 \cdot P_{CP} = 66.57 \cdot \text{ton}$$

La combinación crítica es la cuarta donde el valor de carga axial es la más baja

$$P_u = P_{u4} = 66.57 \cdot \text{ton}$$

*La carga axial contribuye de forma positiva ya que esta fuerza ayuda a cerrar las grietas. Esto se ve reflejado en las ecuaciones de M_n y V_m donde al aumentar la carga axial, se aumenta la capacidad en flexión y cortante de la estructura. Por esta razón la combinación de carga crítica es aquella que produce la menor carga axial.

Revisión en flexocompresión (CSCR 2010 9.7.6 MURO RECTANGULAR)

Factor de reducción de resistencia nominal

$$A_e = (500\text{cm})(20\text{cm}) = 10000 \text{ cm}^2 \quad f'_m = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad P_u = 6.657 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.80 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.70$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

Se propone colocar varillas #5 en todas las celdas. En un muro de 5.0 m correspondé a colocar un total de 25 varillas.

$$25 \#5: A_s = 25 \cdot (1.99\text{cm}^2) = 49.75 \text{ cm}^2 \quad t = 20 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 500\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.209 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0666 \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.2421$$

$$c = 0.2421 \cdot l_w = 121.05 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 522 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 365.51 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 333.18 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \quad \text{OK!!}$$

Acero máximo

Cuantía máxima de acero (9.7.7 CSCR 2010)

$$A_s = 49.75 \text{ cm}^2 \quad f'_m = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \epsilon_{mu} = 0.003$$

$$d = l_w - 10\text{cm} = 490 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E_s = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = t = 20 \text{ cm} \quad \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = 1.97 > 1$$

La distribución de deformaciones unitarias de la sección considerada se debe suponer que varía linealmente desde un máximo, ϵ_{mu} , en la fibra extrema en compresión hasta **4.0** veces la deformación unitaria de cedencia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción.

$$C_m = 0.85 \cdot f' \cdot m \cdot \left(0.85 \frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \cdot d \right) \cdot b = 193.1 \cdot \text{ton}$$

$$C_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{\epsilon_{mu} - \epsilon_y}{\epsilon_{mu}} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{\epsilon_{mu}} \right] = 37.99 \cdot \text{ton}$$

$$T_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{4.0 \epsilon_y}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{4.0 \cdot \epsilon_y - \epsilon_y}{4.0 \cdot \epsilon_y} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{4.0 \epsilon_y} \right] = 132.97 \cdot \text{ton}$$

$$P = C_s + C_m - T_s = 98.13 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = 70.08 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CT} = 15.49 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = 0$$

$$P' = P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CT} + 0.525 \cdot P_{CS} = 81.69 \cdot \text{ton}$$

Debido a que $P' < P$, se considera que la sección cumple con los requisitos de acero máximo.

Longitud de la zona confinada por placas

CSCR 2010 9.7.8.2

$$l_1 = 60 \text{ cm}$$

$$l_2 = 0.1 \cdot l_w = 50 \text{ cm}$$

$$l_3 = 0.7 \cdot c = 84.7 \text{ cm} \quad \text{Rige!}$$

Diseño en cortante (CSCR 2010 9.7.5)

Debido a que la estructura tiene una ductilidad global mayor a 1, el cortante de diseño será el cortante de análisis multiplicado por la razón entre el FED correspondiente a la ductilidad global de 1 y el FED correspondiente a la ductilidad global utilizada en el análisis.

$$FED_1 = 2.50$$

$$FED_2 = 1.44$$

$$\frac{FED_1}{FED_2} = 1.74$$

$$V_{u \text{ diseño}} = \frac{FED_1}{FED_2} V_u = \frac{2.50}{1.44} \cdot (34.57 \cdot \text{ton})$$

$$V_{u\text{diseño}} = 60.02 \cdot \text{ton}$$

$$A_g = A_e = 10000 \text{ cm}^2$$

$$d = l_w - 10 \text{ cm} = 490 \text{ cm}$$

$$b_w = t = 20 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería totalmente rellena})$$

Debido a que la relación momento-cortante es mayor a uno, el valor de M_u/V_{ud} de la ecuación que define V_m se toma como 1.0.

$$V_m = \left[[1 - 0.44 \cdot (1.0)] \cdot \sqrt{f' m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.25 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 71.19 \cdot \text{ton}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante

De la tabla 9.4.2 del CSCR 2010

$$\phi = 0.60$$

Usando $S_h = 40 \text{ cm}$

$$A_{sh} = 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{0.5 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 36.53 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 107.72 \cdot \text{ton}$$

Se revisa que el cortante nominal cumpla con los límites establecidos:

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = 1.97 > 1.0 \quad V_{n\text{max}} = \left(1.06 \cdot \sqrt{f' m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot 493 \text{ cm} \cdot b_w = 104.52 \cdot \text{ton}$$

$V_n > V_{n\text{max}}$ Supera el límite por lo que se utiliza el valor máximo!

$$\phi \cdot (V_{n\text{max}}) = 62.71 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u\text{diseño}} = 60.02 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u\text{diseño}} < \phi \cdot (V_{n\text{max}}) \quad \text{OK!}$$

Resultado Muros A y D con CSCR 2010:

Bloque de 20cm clase A

Acero vertical: 1#5@20cm (cada celda)

Acero horizontal: 2#3@40cm (cada hilada)

Muro 1, Sismo E-W

$$lw = 600\text{cm} \quad t = 20\text{cm} \quad f' m = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad fy = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Requisitos básicos de refuerzo

Son idénticos al muro anterior excepto en el acero mínimo

Es el módulo de sección, S , es la inercia entre $h/2$

Ver p. 104 $S = 1648711.11 \cdot \text{cm}^3$

Ecuación
9-50 CSCR 2010 $fr = 1.06 \sqrt{f' m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 10.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (máximo) OK!

Ecuación
9-51 CSCR 2010 $Mcr = S \cdot fr = 174.76 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Capacidad nominal mínima de un muro de corte (sección 9.7.2 b del CSCR 2010)

$$Mu_{\min} = 1.8 \cdot Mcr = 314.57 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cargas de diseño

Momento:

$$Mu = 495.79 \text{ton} \cdot \text{m} \quad (\text{cuadro B-27})$$

$$Mu > Mu_{\min} \quad \text{OK! No rige el acero mínimo!}$$

Cortante (de análisis):

$$Vu = 51.45 \text{ton} \quad (\text{cuadro B-27})$$

Carga axial:

$$\text{Área tributaria: } A_{\text{tributaria}} = \left(2 \cdot \frac{3\text{m}}{2} \cdot 2.5\text{m}\right) + \left(\frac{4\text{m}}{2} \cdot 3\text{m}\right) = 13.5 \cdot \text{m}^2$$

- Carga permanente:

Pisos y techo

$$P_{CP1} = 4 \left(0.465 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 13.5\text{m}^2\right) + \left(0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 13.5\text{m}^2\right) = 25.65 \cdot \text{ton}$$

Peso propio del muro

$$P_{CP2} = \left(0.47 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 6.8\text{m} \cdot 14.6\text{m}\right) = 46.66 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = P_{CP1} + P_{CP2} = 72.31 \cdot \text{ton}$$

- Carga temporal:

$$P_{CT} = 4 \left(0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 13.5\text{m}^2 \right) + \left(0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 13.5\text{m}^2 \right) = 11.34 \cdot \text{ton}$$

- Combinación de carga:
(sección 6.2.1 del CSCR 2010)

Donde:

$$f_1 = 0.5 \quad (\text{Edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo})$$

$$f_R = 1.0 \quad (\text{Factor de reducción de carga temporal según CSCR 2010 artículo 6.3})$$

Al ser la carga axial de sismo muy pequeña, se producen solamente 4 posibles combinaciones:

$$Pu_1 = 1.4 \cdot P_{CP} = 101.24 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_2 = 1.2 \cdot P_{CP} + 1.6 \cdot f_R \cdot P_{CT} = 104.92 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_3 = 1.05 \cdot P_{CP} + f_1 \cdot f_R \cdot P_{CT} = 81.6 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_4 = 0.95 \cdot P_{CP} = 68.7 \cdot \text{ton}$$

La combinación crítica es la cuarta donde el valor de carga axial es la más baja

$$Pu = Pu_4 = 68.7 \cdot \text{ton}$$

*La carga axial crítica corresponde a la combinación de carga que produce la menor carga axial.

Revisión en flexocompresión (CSCR 2010 9.7.6 MURO ALADO)

Se utilizan las ecuaciones 9-27 a 9-33

Se propone colocar varillas #5 en todas las celdas. En un muro de 6.0 m con alas de 40cm corresponde a colocar 34 varillas.

$$34 \#5: A_s = 34 \cdot 1.99\text{cm}^2 = 67.66 \text{ cm}^2$$

$$a = \left(\frac{P_n + 0.50 \cdot \Sigma A_s f_y}{0.85 f'_c m \cdot t} \right)$$

$$a = \left[\frac{68.7\text{ton} + 0.5 \cdot 67.66 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot \left(100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 60\text{cm}} \right] = 41.33 \text{ cm} > t_f = 20\text{cm}$$

Comportamiento de viga T (eje neutro se encuentra en el alma)

Contribución del ala:

$$b = 60\text{cm} \quad C_{m1} = 0.85 \cdot f' \cdot m \cdot b \cdot t = 102 \cdot \text{ton}$$

$$P_n + 0.50 \cdot \Sigma A_s f_y = 68.7\text{ton} + 0.5 \cdot 67.66 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 210.79 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Por diferencia: } \Delta C_m = 210.79 \text{ ton} - 102 \text{ ton} = 108.79 \cdot \text{ton}$$

$$C_m = C_{m1} + \Delta C_m = 210.79 \cdot \text{ton}$$

Profundidad del bloque de compresión a partir del ala: l'

$$108.79\text{ton} = \left(0.85 \cdot 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 20\text{cm} \cdot l' \right)$$

$$l' = 64.0\text{cm}$$

$$a = 20\text{cm} + l' = 84\text{cm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 99\text{cm}$$

Número de varillas en el lado de compresión: $7u$

$$C_s = 7 \cdot 1.99\text{cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 58.51 \cdot \text{ton}$$

Número de varillas en tensión: $34u - 7u = 27u$

$$T = 27 \cdot 1.99\text{cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 225.67 \cdot \text{ton}$$

$$P_n = C_m + C_s - T = 43.63 \cdot \text{ton} < P_u = 68.7 \cdot \text{ton}$$

$$\Delta = \frac{P_n}{P_u} \cdot 100 = 63.5 \quad \% \quad \text{Diferencia } 36.5\% > 10\%$$

El CSCR 2010 indica que se considera aceptable una diferencia de hasta el 10%.

Se propone aumentar el bloque de compresión usando: $c = 110\text{cm}$

$$a = 0.85 \cdot c = 93.5\text{cm}$$

Número de varillas en el lado de compresión: $7u$

$$C_s = 7 \cdot 1.99\text{cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 58.51 \cdot \text{ton}$$

La varilla que está en el eje neutro no participa.

Número de varillas en tensión: $34u - 7u - 1u = 26u$

$$T = 26 \cdot 1.99\text{cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 217.31 \cdot \text{ton}$$

$$C_{m2} = 0.85 \cdot f' \cdot m \cdot t \cdot (a - t) = 124.95 \cdot \text{ton}$$

$$C_m = C_{m1} + C_{m2} = 226.95 \cdot \text{ton}$$

$$P_n = C_m + C_s - T = 68.1 \cdot \text{ton} > P_u = 68.7 \cdot \text{ton}$$

$$\Delta = \frac{P_n}{P_u} \cdot 100 = 99.2 \quad \% \quad \text{Diferencia } 0.8\% < 10\% \quad \text{OK!}$$

Cálculo de M_n usando la ecuación 9-33 del CSCR 2010:

$$M_n = C_m \cdot \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum |f_y \cdot A_{s_i} (c - x_i)| + P_n \cdot \left(\frac{l_w}{2} - c \right)$$

Se calculan las partes de la ecuación anterior:

$$C_m \cdot \left(c - \frac{a}{2} \right) = 102 \text{ton} \cdot \left(110 \text{cm} - \frac{20 \text{cm}}{2} \right) + 124.95 \text{ ton} \cdot \left(110 - 20 - \frac{93.5}{2} \right) \text{cm} = 156 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \sum |f_y \cdot A_{s_i} (c - x_i)| &= 3 \cdot 8.36 \text{ton} \cdot 100 \text{cm} \\ &+ 8.36 \text{ton} \quad (80 + 60 + 40 + 20 + 20 + 40 + 60 + 80 + 100 + 120 + 140 \\ &\quad + 160 + 180 + 200 + 220 + 240 + 260 + 280 + 300 + 320 \\ &\quad + 340 + 360 + 380 + 400 + 420 + 440 + 460) \text{ cm} \\ &+ 3 \cdot 8.36 \text{ton} \cdot 480 \text{cm} \\ &= 623.5 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$P_n \cdot \left(\frac{l_w}{2} - c \right) = 68.1 \text{ton} \cdot \left(\frac{600}{2} - 110 \right) \text{cm} = 129.4 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 156.0 \text{ ton} \cdot \text{m} + 623.5 \text{ ton} \cdot \text{m} + 129.4 \text{ ton} \cdot \text{m} = 908.9 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Factor de reducción de resistencia nominal

$$A_e = (680 \text{cm})(20 \text{cm}) = 13600 \text{ cm}^2 \quad f'_m = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad P_u = 68.7 \cdot \text{ton}$$

$$\phi = 0.80 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.72$$

$$\phi \cdot M_n = 658.3 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 495.8 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad \text{OK!!}$$

Acero máximo

Cuantía máxima de acero (9.7.7 CSCR 2010)

$$A_s = 67.66 \text{ cm}^2$$

$$d = l_w - 10 \text{ cm} = 590 \text{ cm}$$

$$b = t = 20 \text{ cm}$$

$$f'm = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_{mu} = 0.003$$

$$E_s = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = 1.63 > 1$$

La distribución de deformaciones unitarias de la sección considerada se debe suponer que varía linealmente desde un máximo, ϵ_{mu} , en la fibra extrema en compresión hasta **4.0** veces la deformación unitaria de cedenfia del acero, f_y/E_s , en la capa de acero extrema en tracción.

$$C_m = 0.85 \cdot f'm \cdot \left(0.85 \frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \cdot d \right) \cdot b = 232.51 \cdot \text{ton}$$

$$C_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{\epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{\epsilon_{mu} - \epsilon_y}{\epsilon_{mu}} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{\epsilon_{mu}} \right] = 51.67 \cdot \text{ton}$$

$$T_s = f_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{4.0 \epsilon_y}{\epsilon_{mu} + 4.0 \cdot \epsilon_y} \right) \cdot \left[\frac{4.0 \cdot \epsilon_y - \epsilon_y}{4.0 \cdot \epsilon_y} + \left(\frac{1}{2} \right) \frac{\epsilon_y}{4.0 \epsilon_y} \right] = 180.84 \cdot \text{ton}$$

$$P = C_s + C_m - T_s = 103.34 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = 72.31 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CT} = 11.34 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = 0$$

$$P' = P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CT} + 0.525 \cdot P_{CS} = 80.82 \cdot \text{ton}$$

Debido a que $P' < P$, se considera que la sección cumple con los requisitos de acero máximo

Longitud de la zona confinada por placas

CSCR 2010 9.7.8.2

$$l_1 = 60 \text{ cm}$$

$$l_2 = 0.1 \cdot l_w = 60 \text{ cm}$$

$$l_3 = 0.7 \cdot c = 77 \text{ cm} \quad \text{Rige!}$$

Diseño en cortante (CSCR 2010 9.7.5)

Debido a que la estructura tiene una ductilidad global mayor a 1, el cortante de diseño será el cortante de análisis multiplicado por la razón entre el FED correspondiente a la ductilidad global de 1 y el FED correspondiente a la ductilidad global utilizada en el análisis.

$$\begin{aligned} \text{FED}_1 &= 2.50 \\ \text{FED}_2 &= 1.44 \end{aligned} \quad \frac{\text{FED}_1}{\text{FED}_2} = 1.74$$

$$V_{u\text{diseño}} = \frac{\text{FED}_1}{\text{FED}_2} V_u = \frac{2.50}{1.44} \cdot (51.45 \cdot \text{ton})$$

$$V_{u\text{diseño}} = 89.32 \cdot \text{ton}$$

$$A_g = A_e = 13600 \text{ cm}^2$$

$$d = l_w - 10 \text{ cm} = 590 \text{ cm}$$

$$b_w = t = 20 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería totalmente rellena})$$

Debido a que la relación momento-cortante es mayor a uno, el valor de μ_u/V_{ud} de la ecuación que define V_m se toma como 1.0.

$$V_m = \left[[1 - 0.44 \cdot (1)] \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.25 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 80.98 \cdot \text{ton}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante

De la tabla 9.4.2 del CSCR 2010

$$\phi = 0.60$$

Usando $S_h = 40 \text{ cm}$

$$A_{sh} = 2 \cdot 1.29 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{0.5 \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 79.92 \cdot \text{ton}$$

$$V_n = V_m + V_s = 160.9 \cdot \text{ton}$$

Se revisa que el cortante nominal cumpla con los límites establecidos:

$$\frac{\mu_u}{V_u \cdot d} = 1.63 > 1.0 \quad V_{n\text{max}} = \left(1.06 \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot d \cdot b_w = 125.08 \cdot \text{ton}$$

$$V_n > V_{n\text{max}} \quad V_n \text{ supera el valor máximo por lo que se utiliza } V_n \text{ max.}$$

$$\phi \cdot V_{n\text{max}} = 75.05 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u\text{diseño}} = 89.32 \cdot \text{ton}$$

$$V_{u\text{diseño}} > \phi \cdot V_{n\text{max}} \quad \text{No cumple!}$$

Sin importar la cantidad de refuerzo que se utilice, la capacidad a cortante del muro es limitada por la ecuación 9-26 del CSCR 2010. La solución más conveniente es aumentar la longitud del muro.

Resultado Muros A y D con CSCR 2010:

Bloque de 20cm clase A

Acero vertical: 1#5@20cm (cada celda)

Acero horizontal: No cumple! El muro debe ser más largo o ancho

ANEXO C: DISEÑOS CON EL CSCR 2002

C.1. Diseño de los muros de una vivienda con el CSCR 2002

C.1.1. Características de los elementos diseñados

En este anexo, se presenta el diseño de la estructura descrita en la sección B.1.1.

C.1.2. Cálculo de las cargas sobre la estructura

Análisis de rigidez

El análisis de rigidez es el mismo que el presentado para el diseño con el CSCR 2010. Ver sección B.1.2 página 53.

Coeficiente Sísmico

Ecuación 5.1 CSCR 2002:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR}$$

a_{ef} es la aceleración pico efectiva, la cual se obtiene de la tabla 2.2 CSCR 2002. Para zona III (San José) y suelo tipo S3:

$$a_{ef} = 0.36$$

I es el factor de importancia el cual se obtiene de la tabla 4.1 CSCR 2002.

$$I = 1$$

SR es el factor de sobre resistencia, capítulo 5 del CSCR 2002. Para muros:

$$SR = 2$$

FED es el factor espectral dinámico (capítulo 5 CSCR 2002). Este depende del tipo de suelo (S3), zona sísmica (Zona III), ductilidad global (μ) y periodo (T):

Se supondrá que la estructura posee una irregularidad en planta moderada, CCRC-10 4.3.2 a 4.3.4. Es decir,

$$0.05 < \frac{e}{D} < 0.025$$

Por tratarse de muros rectangulares sin ningún tipo de confinamiento en sus extremos, se considera una ductilidad local moderada de acuerdo con la sección 9.7 del CSCR 2002.

De la Tabla 4.3 del CSCR 2002, para estructuras tipo muro, irregularidad moderada y ductilidad global moderada:

$$\mu = 1.0$$

Periodo de vibración CSCR 2002 7.4 (e)

$$T = 0.05 \cdot N$$

Donde N es el número total de pisos

$$T = 0.05 (1) = 0.05$$

Usando la figura 5.7 (o la tabla D.7) del CSCR 2002 se obtiene que el FED es 1.382. Como este valor se encuentra en la parte ascendente del espectro, se utiliza el valor del plato del espectro.

$$FED = 2.5$$

Entonces el coeficiente sísmico, C, es:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} = 0.45$$

Fuerza en el diafragma

Peso del diafragma:

$$W_d = (0.15\text{m} \cdot 8.6\text{m} \cdot 8.6\text{m}) \cdot \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 2.66 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$F_d = C \cdot W_d = 1.2 \times 10^4 \text{ kg}$$

Fuerzas inerciales en los muros

Donde:

$$\gamma_{\text{mamp}} = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (\text{celdas rellemas @60cm})$$

Muro A:

$$W_A = \left[\left(\frac{2.6}{2} + 0.4 \right) \text{m} \cdot (7.6\text{m}) - (0.70\text{m})(1.4 + 1.4 + 1.0)\text{m} - (0.6\text{m}) \cdot (1\text{m}) \right] \cdot \left(1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \cdot (0.15\text{m})$$

$$W_A = 2.68 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$F_A = C \cdot W_A = 1.21 \times 10^3 \text{ kg}$$

Muro B:

$$W_B = \left[\left(\frac{2.6\text{m}}{2} + 0.4\text{m} \right) \cdot (7.6\text{m}) - (0.70\text{m}) \cdot (3.6\text{m}) \right] \cdot \left(1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \cdot (0.15\text{m})$$

$$W_B = 2.89 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$F_B = C \cdot W_B = 1.3 \times 10^3 \text{ kg}$$

Muro

$$C: W_C = \left[\left(\frac{2.6\text{m}}{2} + 0.4\text{m} \right) \cdot (7.6\text{m}) \right] \cdot \left(1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \cdot (0.12\text{m})$$

$$W_C = 2.87 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$F_C = C \cdot W_C = 1.29 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$W_D = W_C$$

$$F_D = F_C = 1.29 \times 10^3 \text{ kg}$$

Centro de masa, centro de rigidez y excentricidades

Debido a que todas estas son propiedades geométricas, no presentan variación con respecto al cálculo realizado para el CSCR 2010. Ver página 58.

Cortantes torsionales

$$F_{\text{sismo}} = C \cdot \Sigma W_i = 1.71 \times 10^4 \text{ kg}$$

Se producen dos momentos torsionales, uno para un sismo en dirección x y otro para el sismo en dirección y.

Sismo en dirección x: $M_t = F_{\text{sismo}} \cdot e_y = 6.49 \times 10^3 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$

(Produce cortantes directos en los muros C y B)

Sismo en dirección y: $M_t = F_{\text{sismo}} \cdot e_x = 1.43 \times 10^4 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$

(Produce cortantes directos en los muros A y D)

Cortante torsional:

$$V_{t i} = \frac{M_t (R_i d_i)}{(R_i d_i)^2}$$

Cuadro C-1. Cortante torsional producido por el sismo en dirección x

Muro	R _i	d (cm)	R _i *d	R _i *d ²	V _t (kg)
A	0.145	4.66	0.67	3.14	328.2
B	0.254	3.6	0.91	3.29	445.5
C	0.229	4	0.91	3.66	445.4
D	0.373	2.94	1.10	3.22	534.4
					13.31

Cuadro C-2. Cortante torsional producido por el sismo en dirección y

Muro	R _i	d (cm)	R _i *d	R _i *d ²	V _t (kg)
A	0.145	4.66	0.67	3.14	725.5
B	0.254	3.6	0.91	3.29	985.1
C	0.229	4	0.91	3.66	984.8
D	0.373	2.94	1.10	3.22	1181.5
					13.31

Cortantes Directos

Cuadro C-3. Cortante directo producido por el sismo en dirección x

Muro	R_i	Fuerza sísmica del diafragma	Fuerza inercial del muro	V_D (kg)
A	-	-	-	0.0
B	0.526	6306.2	1299.0	7605.2
C	0.474	5673.8	1291.0	6964.8
D	-	-	-	0.0

Cuadro C-4. Cortante directo producido por el sismo en dirección y

Muro	R_i	Fuerza sísmica del diafragma	Fuerza inercial del muro	V_D (kg)
A	0.387	4641.1	1206.0	5847.1
B	-	-	-	0.0
C	-	-	-	0.0
D	0.613	7338.9	1291.0	8629.9

Cortantes totales

Cuadro C-5. Cortante total producido por el sismo en dirección x

Muro	V_D (kg)	V_t (kg)	V_{total} (kg)
A	0.0	328.2	328.2
B	7605.2	445.5	8050.7
C	6964.8	445.4	7410.2
D	0.0	534.4	534.4

Cuadro C-6. Cortante total producido por el sismo en dirección y

Muro	V_D (kg)	V_t (kg)	V_{total} (kg)
A	5847.1	725.5	6572.6
B	0.0	985.1	985.1
C	0.0	984.8	984.8
D	8629.9	1181.5	9811.5

Cuadro C-7. Cortantes últimos de análisis

Muro	V_u(kg)
A	6572.6
B	8050.7
C	7410.2
D	9811.5

C.1.3. Memoria de cálculo del diseño de los muros "chatos" con el CSCR 2002

Diseño muro D con CSCR 2002

$$t = 12\text{cm}$$

1) Cargas últimas: cortante, momento y carga axial

$$V_u = 9811.5\text{kg} = 9.81 \cdot \text{ton} \quad (\text{ver cuadro C-7})$$

$$M_u = V_u \cdot (2.6\text{m}) = 25.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

*En este caso las cargas laterales provienen solamente del sismo por lo que no se muestra la revisión de las combinaciones de carga. Cuando hay además cargas laterales permanentes, temporales o por empuje, es necesario analizar todas las posibles combinaciones de carga para determinar el cortante último.

Cargas permanentes:

Carga axial por área tributaria

$$\text{Carga de la losa: } w_0 = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0.15\text{m} = 0.04 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Area} = \frac{8.6\text{m} \cdot 8.6\text{m}}{4} = 18.49 \cdot \text{m}^2$$

$$P_0 = w_0 \cdot \text{Area} = 6.66 \cdot \text{ton}$$

Carga por peso propio del muro:

$$\text{Peso por metro cúbico de mampostería rellena cada 60cm: } \gamma_{\text{mamp}} = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$W = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 7.6\text{m} \cdot 12\text{m} \cdot 3\text{m} = 5.06 \cdot \text{ton}$$

Cargas temporal:

Tabla 6.1 del CSCR 2002. Para azoteas con pendiente inferior a 5% corresponde una carga temporal de al menos 200 kg/m².

$$P_{CT} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot \left(\frac{8.6\text{m} \cdot 8.6\text{m}}{4} \right) = 3.70 \cdot \text{ton}$$

Combinaciones de carga (sección 6.2.1 del CSCR 2002)

Donde:

$$P_{CP} = P_0 + W = 11.7 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CT} = 3.70 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = 0 \cdot \text{ton}$$

$$f_1 = 0 \quad (\text{Techos})$$

Al no haber carga axial de sismo, se producen 4 posibles combinaciones:

$$P_{u1} = 1.4 \cdot P_{CP} = 16.4 \cdot \text{ton}$$

$$P_{u2} = 1.2 \cdot P_{CP} + 1.6 \cdot P_{CT} = 20.0 \cdot \text{ton}$$

$$P_{u3} = 1.05 \cdot P_{CP} + f_1 \cdot P_{CT} = 12.3 \cdot \text{ton}$$

$$P_{u4} = 0.95 \cdot P_{CP} = 11.1 \cdot \text{ton}$$

La combinación crítica es la cuarta donde el valor de carga axial es la más baja

$$P_u = P_{u4} = 11.1 \cdot \text{ton}$$

*La carga axial contribuye de forma positiva ya que esta fuerza ayuda a cerrar las grietas. Esto se ve reflejado en las ecuaciones de M_n y V_m donde al aumentar la carga axial, se aumenta la capacidad en flexión y cortante de la estructura. Por esta razón la combinación de carga crítica es aquella que produce la menor carga axial.

2) Acero mínimo

Inicialmente se propone una sección basada en el criterio de acero mínimo de acuerdo con la sección 9.3.3 c) del CSCR 2002 donde:

$$A_{smintotal} = 0.002 \cdot 100\text{cm} \cdot 12\text{cm} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{sminunadirección} = 0.0007 \cdot 100\text{cm} \cdot 12\text{cm} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Se propone usar lo siguiente:

$$\text{Acero vertical: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18 \text{ cm}^2 > A_{sminunadirección} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Acero horizontal: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$2.37 \text{ cm}^2 < A_{smintotal}$$

No cumple el mínimo por muy poco entonces se acepta!

3) Revisión en flexocompresión (CSCR 2002 9.7.6)

Factor de reducción de resistencia nominal

De la tabla 9.4.2 del CSCR 2002

$$\text{Donde, de acuerdo con el anexo A.2: } f'_m = 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para un proyecto pequeño como una vivienda de una o dos plantas se puede asumir que el área efectiva es igual al área gruesa. $A_e = A_g$

$$A_e = 760\text{cm} \cdot 12\text{cm} = 9120 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi = 0.75 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.72$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

Se hace la distribución del acero considerando que las celdas extremas deben llevar refuerzo y que la separación máxima entre varillas es de 60cm. Para esta condición en un muro de 760cm

corresponde a colocar un total de 14 varillas.

$$14 \#3 \text{ As} = 14 \cdot (0.71 \text{ cm}^2) = 9.94 \text{ cm}^2 \quad t = 12 \text{ cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 760 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{\text{As} \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f' m} = 0.0436 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f' m} = 0.0174 \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.0756$$

$$M_n = \frac{\text{As} \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{\text{As} \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 136.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 99.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 25.51 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad \text{OK!!}$$

Al ser un muro chato es de esperar que la flexo-compresión no sea un problema

$$b = 15 \text{ cm} \quad a = \frac{\text{As} \cdot f_y}{0.85 \cdot f' m \cdot b} = 31.2 \text{ cm} \quad c = \frac{a}{0.85} = 36.7 \text{ cm}$$

Partiendo del hecho de que todo el acero fluye, a es 31.18 cm. Para que el bloque en compresión se encuentre en una sección donde las celdas están rellenas, se recomienda llenar al menos las dos celdas extremas de ambos lados de muro como se muestra en la figura. Sin embargo, el momento nominal es mucho más grande que el momento real por lo que el acero no llegará a la fluencia y el bloque en compresión será mucho más pequeño. Por esta razón, se podría llenar solamente la celda extrema de cada lado.

4) Revisión al corte (CSCR 2002 9.7.5)

Se debe cumplir que: $V_u \leq \phi(V_m + V_s)$

El cortante de diseño es igual al cortante de que da el análisis estructural puesto que la ductilidad global no es mayor a uno ($\alpha=1$).

$$A_g = 7.6 \text{ m} \cdot 12 \text{ cm} = 9120 \text{ cm}^2$$

$$d = l_w - 10 \text{ cm} = 750 \text{ cm}$$

*Una de las recomendaciones derivadas de este proyecto es utilizar d como la distancia entre la fibra extrema del bloque en compresión y el centroide del acero en la capa extrema a tracción

$$b_w = 2 \cdot 1.9 \text{ cm} = 3.8 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería parcialmente rellena})$$

$$Sh = 60 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$V_m = \left[0.15 \cdot \sqrt{f' m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.2 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 4.27 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{Sh} = 24.9 \cdot \text{ton}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante
De la tabla 9.4.2 del CSCR 2002

$$\phi = 0.55$$

$$\phi \cdot (V_m + V_s) = 16.0 \cdot \text{ton}$$

Recordando que: $V_u = 9.81 \cdot \text{ton}$

Se cumple que: $V_u \leq \phi \cdot (V_m + V_s)$ OK!

Resultado Muro D CSCR-2002:

Bloque de 12cm

Acero vertical: 1#3@60cm

Acero horizontal: 1#3@60cm (cada 3 hiladas)

Diseño del muro B con CSCR 2002

$$t = 15\text{cm}$$

$$V_{u\text{total}} = 8050.72\text{kg} = 8.05 \cdot \text{ton} \quad (\text{ver cuadro C-7})$$

Del análisis de rigidez (cuadro B-2): $k_1 = 9.075$

$$k_2 = 5.663$$

La rigidez relativa de los pilares 1 y 2 es:

$$R_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} = 0.62 \quad R_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} = 0.38$$

Diseño pilar 2

1) Cargas últimas: cortante, momento y carga axial

$$V_u = R_2 \cdot V_{u\text{total}} = 3.09 \cdot \text{ton}$$

$$M_u = \frac{V_u \cdot (1\text{m})}{2} = 1.55 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cargas permanentes:

Carga axial de la losa por área tributaria

Carga de la losa:

(ver figura B-8)

$$P_0 = \frac{1.404 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 3.90\text{m}}{2} = 2.74 \cdot \text{ton}$$

Carga por peso propio del pilar 2:

$$W_2 = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(1.6\text{m} \cdot 15\text{cm} \cdot \frac{1\text{m}}{2} \right) = 0.22 \cdot \text{ton}$$

Carga por peso del sub-muro 4:

$$W_4 = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left[\left(\frac{3.6\text{m}}{2} + 1.6\text{m} \right) \cdot 15\text{m} \cdot 1\text{m} \right] = 0.94 \cdot \text{ton}$$

Carga temporal:

$$P_{CT} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot \left(\frac{8.6\text{m} \cdot 8.6\text{m}}{4} \right) = 3.70 \cdot \text{ton}$$

Carga de sismo:

La carga lateral de sismo produce reacciones en la base de los pilares. Estas reacciones someten a los pilares a cargas axiales en tracción y compresión.

Carga axial debido al sismo:
(Ver figura B-8)

$$\text{Centro de área: } CA_x = \frac{(0.15\text{m} \cdot 2.4\text{m}) \cdot \frac{2.4\text{m}}{2} + (0.15\text{m} \cdot 1.6\text{m}) \cdot \left(7.6\text{m} - \frac{1.6\text{m}}{2} \right)}{(0.15\text{m} \cdot 2.4\text{m}) + (0.15\text{m} \cdot 1.6\text{m})} = 344 \text{ cm}$$

Primero se debe calcular el momento producido por la carga lateral en la mitad de los pilares. El momento calculado a la mitad es un valor promedio ya que el máximo momento se genera en la base y el mínimo en la parte superior.

El brazo de palanca en este caso es 0.6m, que es la distancia de la parte superior del pilar al punto de aplicación de la carga lateral, más 0.5m, que es la distancia de la parte superior del pilar a la mitad de este.

$$M = Vu_{\text{total}} \cdot \left(0.6\text{m} + \frac{1}{2} \text{m} \right) = 8.86 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$P_2 = M \cdot \frac{(0.15\text{m} \cdot 1.6\text{m}) \cdot 3.36\text{m}}{(0.15\text{m} \cdot 2.4\text{m}) \cdot (2.24\text{m})^2 + (0.15\text{m} \cdot 1.6\text{m}) \cdot (3.36\text{m})^2} = 1.58 \cdot \text{ton}$$

Combinaciones de carga (sección 6.2.1 del CSCR 2002)

Donde:

$$P_{CP} = P_0 + W_2 + W_4 = 3.9 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CT} = 3.7 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = P_2 = 1.58 \cdot \text{ton}$$

$$f_1 = 0 \text{ (Techos)}$$

Existen seis posibles combinaciones de

$$Pu_1 = 1.4 \cdot P_{CP} = 5.46 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_2 = 1.2 \cdot P_{CP} + 1.6 \cdot P_{CT} = 10.6 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_3 = 1.05 \cdot P_{CP} + f_1 \cdot P_{CT} + P_{CS} = 5.68 \cdot \text{ton}$$

$$P_{u4} = 1.05 \cdot P_{CP} + f_1 \cdot P_{CT} - P_{CS} = 2.52 \cdot \text{ton}$$

$$P_{u5} = 0.95 \cdot P_{CP} + P_{CS} = 5.29 \cdot \text{ton}$$

$$P_{u6} = 0.95 \cdot P_{CP} - P_{CS} = 2.13 \cdot \text{ton}$$

Como se explicó anteriormente, la combinación crítica es la cuarta donde el valor de carga axial es la más baja

$$P_u = P_{u6} = 2.13 \cdot \text{ton}$$

2) Acero mínimo

Inicialmente se propone una sección basada en el principio de acero mínimo de acuerdo con la sección 9.3.3 c) del CSCR 2002 donde:

$$A_{smintotal} = 0.002 \cdot 100\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{sminunadirección} = 0.0007 \cdot 100\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Se propone usar lo siguiente:

$$\text{Acero vertical: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18 \text{ cm}^2 > A_{sminunadirección}$$

$$\text{Acero horizontal: } 1\#4@60\text{cm} = 2.15 \text{ cm}^2$$

$$(1.18 + 2.15) \text{ cm}^2 = 3.33 \text{ cm}^2 > A_{smintotal} \cdot \text{OK!}$$

3) Revisión en flexocompresión

Para un proyecto pequeño como una vivienda de una o dos plantas se puede asumir que el área efectiva es igual al área gruesa. $A_e = A_g$

$$A_e = 1.6\text{m} \cdot 15\text{cm} = 2.4 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

Factor de reducción de resistencia nominal
De la tabla 9.4.2 del CSCR 2002

$$\phi = 0.75 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.73$$

CSCR 2002 9.7.6

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

Donde:

$$A_s = 4 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 2.84 \text{ cm}^2 \quad t = 15 \text{ cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 160 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0473 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0127 \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.0736$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 7.47 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 5.46 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.55 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \quad \text{Cumple!!}$$

4) Revisión al corte (CSCR 2002 9.7.5)

Se debe cumplir $V_u \leq \phi(V_m + V_s)$

$$A_g = 1.6\text{m} \cdot 15\text{cm} = 2400 \text{ cm}^2$$

$$d = l_w - 10\text{cm} = 150 \text{ cm}$$

$$b_w = 2 \cdot 2.5\text{cm} = 5 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería parcialmente rellena})$$

$$S_h = 60\text{cm}$$

$$A_{sh} = 1.29\text{cm}^2$$

$$V_m = \left[0.15 \cdot \sqrt{f'_m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.2 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 1.07 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 9.03 \cdot \text{ton}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante

De la tabla 9.4.2 del CSCR 2002

$$\phi = 0.55 \quad \phi \cdot (V_m + V_s) = 5.56 \cdot \text{ton}$$

Recordando que: $V_u = 3.09 \cdot \text{ton}$

Se cumple: $V_u < \phi \cdot (V_m + V_s)$ OK!

Resultado Pilar 2 Muro B:

Bloque de 15cm clase B

Acero vertical: 1#3@60cm

Acero horizontal: 1#4@60cm (cada 3 hiladas)

Diseño de muro A CSCR 2002

$$t = 15\text{cm}$$

Del análisis del rigidez (cuadro B-7):

$$k_{12} = 0.116$$

$$k_{345} = 0.091$$

$$k_{678} = 0.176$$

$$\Sigma k = k_{12} + k_{345} + k_{678} = 0.38$$

Distribución de cargas a cada pilar

Pilar 1,2:	$\frac{k_{12}}{\Sigma k} = 0.3$	Los pilares 1 y 2 toman 30.3% de la carga
Pilar 3,4,5:	$\frac{k_{345}}{\Sigma k} = 0.24$	Los pilares 3 y 5 toman 23.8% de la carga a medias, es decir, 11.9% cada uno. El pilar 4 toma 23.8%.
Pilar 6,7,8:	$\frac{k_{678}}{\Sigma k} = 0.46$	Los pilares 6 y 8 toman 46% de la carga a medias, es decir, 22.98% cada uno. El pilar 7 toma 46%.

En resumen, las rigideces relativas de cada muro son:

$$R1 = 0.303$$

$$R3 = 0.119$$

$$R5 = 0.119$$

$$R7 = 0.46$$

$$R2 = 0.303$$

$$R4 = 0.238$$

$$R6 = 0.2298$$

$$R8 = 0.2298$$

La fuerza cortante sobre todo el muro es:

$$Vu_{\text{total}} = 6572.6\text{kg} = 6.57\text{ ton}$$

Diseño de pilar 1

1) Cargas últimas: cortante, momento y carga axial

$$Vu = R1 \cdot Vu_{\text{total}} = 1.99\text{ ton}$$

$$Mu = \frac{Vu \cdot (1.0\text{m})}{2} = 99.6\text{ cm} \cdot \text{ton}$$

Carga axial última

Como se observó en el diseño del muro D y el pilar 2 del muro B, la carga axial última es definida por la combinación de carga: $P_u = 0.95 \cdot P_{CP} - P_{CS}$.

Por lo que se calcula el peso propio, peso de la losa y pilares superiores por área tributaria y la carga axial generada por el sismo.

Carga axial por área tributaria

Carga de la losa: (Ver figura B-7)

$$P_0 = \frac{0.648 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 1.8\text{m}}{2} = 0.58 \cdot \text{ton}$$

Peso del pilar 9 (celdas rellenas @60cm):

$$W_9 = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot \left(\frac{1.4\text{m}}{2} + 0.6\text{m} \right) \cdot 1\text{m} = 0.36 \cdot \text{ton}$$

Peso propio del pilar:

Debido a que este pilar debe llevar al menos dos de sus tres celdas rellenas, se considera de el peso por metro cúbico de mampostería es de: 2150 kg/m³

$$W_1 = 2150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot 0.6\text{m} \cdot \frac{1\text{m}}{2} = 0.1 \cdot \text{ton}$$

Carga axial debida al sismo (Ver figura B-7)

La carga lateral de sismo produce reacciones en la base de los pilares. Estas reacciones someten a los pilares a cargas axiales en tracción y compresión.

Primero, se calcula el momento producido por la carga lateral en la mitad de los pilares. El momento se calcula a la mitad ya que el máximo momento se genera en la base y el mínimo en la parte superior, a la mitad del pilar se genera un momento promedio.

En este caso, los pilares no son todos del mismo alto por lo que se calcula una altura promedio que corresponde a 0.8 metros. Entonces el brazo de palanca para calcular el momento sería 0.4 m (la mitad de la altura promedio) más 0.6 m (distancia desde parte superior del pilar hasta el punto de aplicación de la carga lateral), es decir, 1.0 m.

$$P_i = M \cdot \frac{A_i \cdot y_i}{\sum A_i \cdot (y_i)^2}$$

$$M = V_{u_{\text{total}}} \cdot 1.0\text{m} = 6.57 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$P_1 = M \cdot \frac{(0.6 \cdot 0.15)\text{m}^2 \cdot 3.32\text{m}}{2.333\text{m}^4} = 0.84 \cdot \text{ton}$$

Todos los valores de "y" se muestran en la figura B-7.

Entonces:

$$P_{CP} = P_0 + W_9 + W_1 = 1.04 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = P_1 = 0.84 \cdot \text{ton}$$

Combinación de carga crítica:

$$P_u = 0.95 \cdot P_{CP} - P_{CS} = 0.15 \cdot \text{ton}$$

2) Acero mínimo

El elemento mide solamente 60cm de largo, por lo que inicialmente se propone una sección con acero vertical de varilla # 3 en las celdas de los extremos (cada 40cm) y acero

horizontal de varilla # 3 cada 60cm

Se revisa el principio de acero mínimo de acuerdo con la sección 9.3.3 c) del CSCR 2002 donde:

$$A_{smintotal} = 0.002 \cdot 100\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 3\text{cm}^2$$

$$A_{sminunadirección} = 0.0007 \cdot 100\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 1.05\text{cm}^2$$

Se propone usar lo siguiente:

$$\text{Acero vertical: } 1\#3@40\text{cm} = 1.78\text{cm}^2$$

$$\text{Acero horizontal: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18\text{cm}^2 > A_{sminunadirección} \quad \text{OK!}$$

$$(1.18 + 1.78)\text{cm}^2 = 2.96\text{cm}^2 < A_{smintota}$$

No cumple el mínimo total por muy poco por lo que se ACEPTA!

3) Revisión en flexocompresión

Factor de reducción de resistencia nominal

De la tabla 9.4.2 del CSCR

$$A_e = 0.6\text{m} \cdot 15\text{cm} = 900\text{cm}^2 \quad (A_e = A_g, \text{ ver explicación en el diseño del muro D})$$

$$\phi = 0.75 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.75$$

CSCR 2002 9.7.6

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

Donde:

$$A_s = 2 \cdot 0.71\text{cm}^2 = 1.42\text{cm}^2 \quad t = 15\text{cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 60\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0631 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 2.33 \times 10^{-3} \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.0773$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 1.14 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0.85 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.00 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n < M_u \quad \text{No cumple!! Se propone usar varilla \#4}$$

$$A_s = 2 \cdot 1.29 \text{ cm}^2 = 2.58 \text{ cm}^2 \quad t = 15 \text{ cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 60 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f' m} = 0.1147 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f' m} = 2.33 \times 10^{-3} \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.1232$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 1.94 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 1.45 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.00 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \quad \text{OK!}$$

4) Revisión al corte (CSCR 2002 9.7.5)

Se debe cumplir que: $V_u \leq \phi(V_m + V_s)$

$$A_g = 0.6 \text{ m} \cdot 15 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$$

$$d = l_w - 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$b_w = 2 \cdot 2.5 \text{ cm} = 5 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería parcialmente rellena})$$

$$S_h = 60 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$V_m = \left[0.15 \cdot \sqrt{f' m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.2 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 0.32 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 1.66 \cdot \text{ton}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante

De la tabla 9.4.2 del CSCR 2002

$$\phi = 0.55$$

$$\phi \cdot (V_m + V_s) = 1.09 \cdot \text{ton}$$

Recordando que: $V_u = 1.99 \cdot \text{ton}$

$$V_u > \phi \cdot (V_m + V_s) \quad \text{No cumple! Se propone usar varilla \#3 @20cm}$$

$$S_h = 20 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 4.97 \cdot \text{ton}$$

$$\phi \cdot (V_m + V_s) = 2.91 \cdot \text{ton}$$

$$V_u = 1.99 \cdot \text{ton}$$

$$V_u < \phi \cdot (V_m + V_s) \quad \text{OK!}$$

Resultado Pilar 1 Muro A:

Bloque de 15cm clase B

Acero vertical: 2#4

Acero horizontal: 1#3@20cm (cada hilada)

Seguidamente se demuestra que en este caso el llenar todas las celdas NO reduce la cantidad de acero horizontal requerida

$$b_w = 15\text{cm} \text{ (Mampostería totalmente rellena)}$$

$$S_h = 40\text{cm}$$

$$A_{sh} = 0.71\text{cm}^2$$

$$V_m = \left[0.15 \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.2 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 0.97 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 2.48 \cdot \text{ton}$$

$$\phi \cdot (V_m + V_s) = 1.9 \cdot \text{ton}$$

Recordando que: $V_u = 1.99 \cdot \text{ton}$

$$V_u > \phi \cdot (V_m + V_s) \quad \text{No cumple! Es necesario usar varilla #3 @20cm!}$$

Diseño del pilar 3

1) Cargas últimas: cortante, momento y carga axial

$$V_u = R_3 \cdot V_{u_{\text{total}}} = 0.78 \cdot \text{ton}$$

$$M_u = \frac{V_u \cdot (1.0\text{m})}{2} = 0.39 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Carga Axial

Carga axial por área tributaria

Carga de la losa (Ver figura B-7):

$$P_0 = \frac{1.368 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 3.80\text{m}}{2} - \frac{0.648 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 1.8\text{m}}{2} = 2.02 \cdot \text{ton}$$

Carga del pilar 9 (acero vertical @ 60cm):

$$W_9 = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot \left(\frac{1.4\text{m}}{2} + \frac{1.4\text{m}}{2} + 0.6\text{m} \right) \cdot 1\text{m} = 0.56 \cdot \text{ton}$$

Peso propio del pilar 3:

Debido a que este pilar debe llevar al menos dos de sus tres celdas rellenas, se considera de el peso por metro cúbico de mampostería es de: 2150 kg/m³

$$W_3 = 2150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot 0.6\text{m} \cdot \frac{1\text{m}}{2} = 0.1 \cdot \text{ton}$$

Carga axial debida al sismo (Ver figura B-7)

$$P_i = M \cdot \frac{A_i \cdot \bar{y}_i}{\sum A_j (\bar{y}_j)^2} \quad M = V_{u\text{total}} \cdot 1.0\text{m} = 6.57 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$P_3 = M \cdot \frac{(0.6 \cdot 0.15)\text{m}^2 \cdot 1.32\text{m}}{2.333\text{m}^4} = 0.33 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = P_0 + W_9 + W_3 = 2.67 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = P_3 = 0.33 \cdot \text{ton}$$

Combinación de carga crítica:

$$P_u = 0.95 \cdot P_{CP} - P_{CS} = 2.2 \cdot \text{ton}$$

2) Acero mínimo

De acuerdo con el criterio de acero mínimo general, se propone usar lo siguiente:

$$\text{Acero vertical: } 1\#3@40\text{cm} = 1.78\text{cm}^2$$

$$\text{Acero horizontal: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18\text{cm}^2 > A_{s\text{minunadirección}}$$

$$(1.18 + 1.78)\text{cm}^2 = 2.96 \text{ cm}^2 < A_{s\text{mintotal}}$$

No cumple el mínimo total por muy poco por lo que se ACEPTA!

3) Revisión en flexocompresión

$$A_e = 0.6\text{m} \cdot 15\text{cm} = 900 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.75 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.70$$

Donde:

$$A_s = 2 \cdot 0.71\text{cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2 \quad t = 15\text{cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 60\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0631 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f'_m} = 0.0349 \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.1158$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 1.64 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 1.14 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 0.39 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \quad \text{OK!!}$$

4) Revisión al corte (CSCR 2002 9.7.5)

$$A_g = 0.6\text{m} \cdot 15\text{cm} = 900\text{cm}^2 \quad d = l_w - 10\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$b_w = 2 \cdot 2.5\text{cm} = 5\text{cm} \quad (\text{Mampostería parcialmente rellena})$$

$$S_h = 60\text{cm} \quad A_{sh} = 0.71\text{cm}^2$$

$$V_m = \left[0.15 \cdot \sqrt{f' \cdot m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.2 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 0.44 \cdot \text{ton}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 1.66 \cdot \text{ton}$$

$$\phi = 0.55$$

$$\phi \cdot (V_m + V_s) = 1.15 \cdot \text{ton}$$

$$V_u = 0.78 \cdot \text{ton}$$

$$V_u < \phi \cdot (V_m + V_s) \quad \text{OK!}$$

Resultado Pilar 3 Muro A:

Bloque de 15cm clase B

Acero vertical: 2#3

Acero horizontal: 1#3@60cm (cada 3 hiladas)

Diseño del pilar 8

1) Cargas últimas: cortante, momento y carga axial

$$V_u = R_8 \cdot V_{u, \text{total}} = 1.51 \cdot \text{ton}$$

$$M_u = \frac{V_u \cdot (0.6\text{m})}{2} = 0.45 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Carga axial última

Carga axial por área tributaria

Carga de la losa: (Ver figura B-7)

$$P_0 = \frac{0.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \cdot 1.5\text{m}}{2} = 0.41 \cdot \text{ton}$$

Carga del pilar 9 (celdas rellenas @ 60cm):

$$W_g = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot \left(\frac{1.2\text{m}}{2} + 0.6\text{m} \right) \cdot 1\text{m} = 0.33 \cdot \text{ton}$$

Peso propio del pilar 8:

Debido a que este pilar debe llevar todas las celdas rellenas, se considera de el peso por metro cúbico de mampostería es de: 2250 kg/m³

$$W_g = 2250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 15\text{cm} \cdot 0.4\text{m} \cdot \frac{.6\text{m}}{2} = 0.04 \text{ ton}$$

Carga axial debida al sismo (Ver figura B-7)

$$P_i = M \cdot \frac{A_i \cdot y_i}{\sum A_i \cdot (y_i)^2} \quad M = V_{u_{\text{total}}} \cdot 1.0\text{m} = 6.57 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$P_8 = M \cdot \frac{(0.4 \cdot 0.15)\text{m}^2 \cdot 3.78\text{m}}{2.333\text{m}^4} = 0.64 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = P_0 + W_g + W_g = 0.78 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CS} = P_8 = 0.64 \cdot \text{ton}$$

Combinación de carga crítica:

$$P_u = 0.95 \cdot P_{CP} - P_{CS} = 0.10 \cdot \text{ton}$$

2) Acero mínimo

De acuerdo con el criterio de acero mínimo, se propone usar lo siguiente:

$$\text{Acero vertical: } 1\#3@20\text{cm} = 3.55\text{cm}^2$$

$$\text{Acero horizontal: } 1\#3@60\text{cm} = 1.18\text{cm}^2 > A_{s\text{minunadirección}} \quad \text{OK!}$$

$$(1.18 + 3.55)\text{cm}^2 = 4.73 \text{ cm}^2 > A_{s\text{mintotal}} \quad \text{OK!}$$

3) Revisión en flexocompresión

Factor de reducción de resistencia nominal

De la tabla 9.4.2 del CSCR 2002

$$A_e = 0.4\text{m} \cdot 15\text{cm} = 600 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.75 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.75$$

CSCR 2002

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

Donde:

$$A_s = 2 \cdot 0.71 \text{cm}^2 = 1.42 \text{cm}^2 \quad t = 15 \text{cm} \quad f_y = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 40 \text{cm}$$
$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f' m} = 0.0947 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f' m} = 2.4 \times 10^{-3} \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.1067$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 0.73 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0.54 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 0.45 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \quad \text{Cumple!!}$$

4) Revisión al corte (CSCR 2002 9.7.5)

Se debe cumplir $V_u \leq \phi(V_m + V_s)$

$$A_g = 40 \text{cm} \cdot 15 \text{cm} = 600 \text{cm}^2$$

$$d = l_w - 10 \text{cm} = 30 \text{cm}$$

$$b_w = t = 15 \text{cm} \quad (\text{Mampostería totalmente rellena})$$

$$S_h = 60 \text{cm}$$

$$A_{sh} = 0.71 \text{cm}^2$$

$$V_m = \left[0.15 \cdot \sqrt{f' m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.2 \cdot \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right] \cdot d \cdot b_w = 0.58 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 0.99 \text{ ton}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante

De la tabla 9.4.2 del CSCR 2002

$$\phi = 0.55$$

$$\phi \cdot (V_m + V_s) = 0.87 \text{ ton}$$

Recordando que: $V_u = 1.51 \text{ ton}$

$$V_u > \phi \cdot (V_m + V_s) \quad \text{No Cumple!!}$$

Se propone acero horizontal de varilla #3 cada 200cm y se revisa de nuevo el cortante.

$$S_h = 20 \text{cm}$$

$$A_{sh} = 0.71 \text{cm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{S_h} = 2.98 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.55 \quad \phi \cdot (V_m + V_s) = 1.96 \cdot \text{ton}$$

Recordando que: $V_u = 1.51 \cdot \text{ton}$

$$V_u < \phi \cdot (V_m + V_s) \quad \text{Cumple!!}$$

Resultado Pilar 8 Muro A:

Bloque de 15cm clase B

Acero vertical: 2#3

Acero horizontal: 1#3@20cm (cada hilada)

C.1.4. Resumen de diseño de todos los muros

Cuadro C-8. Resumen de diseño del muro A

Ítem		Valor calculado	
Total	V_u	6.57 ton	
	M_u	17.09 tonm	
Pilar 1	Resultado	Bloque de 15cm Acero vertical: 2#4 Acero horizontal: 1#3@40cm	
	P_u	0.15 ton	
	M_u	1.00 tonm	
	M_n	1.92 tonm	
	ϕM_n	1.44 tonm	
	A_s máx	#4 máximo: Cumple	
	V_u	1.99 ton	
	V_u diseño	1.99 ton	
	V_m	0.32 ton	
	V_s	4.97 ton	
	ϕV_n	2.91 ton	
	Pilar 3	Resultado	Bloque de 15cm Acero vertical: 2#3 Acero horizontal: 1#3@60cm
		P_u	2.20 ton
M_u		0.39 tonm	
M_n		1.63 tonm	
ϕM_n		1.14 tonm	
A_s máx		#4 máximo: Cumple	
V_u		0.78 ton	
V_u diseño		0.78 ton	
V_m		0.43 ton	
V_s		1.66 ton	
ϕV_n		1.15 ton	

Cuadro C-8. Resumen de diseño del muro A (CONTINUACIÓN)

Ítem		Valor calculado
Pilar 5	Resultado	Bloque de 15cm Acero vertical: 2#3 Acero horizontal: 1#3@60cm
	P_u	1.99 ton
	M_u	0.39 tonm
	M_n	1.59 tonm
	ϕM_n	1.12 tonm
	A_s máx	#4 máximo: Cumple
	V_u	0.78 ton
	V_u diseño	0.78 ton
	V_m	0.42 ton
	V_s	1.66 ton
	ϕV_n	1.14 ton
	Pilar 6	Resultado
P_u		1.30 ton
M_u		0.45 tonm
M_n		0.91 tonm
ϕM_n		0.64 tonm
A_s máx		#4 máximo: Cumple
V_u		1.51 ton
V_u diseño		1.51 ton
V_m		0.76 ton
V_s		2.98 ton
ϕV_n		2.06 ton

Cuadro C-8. Resumen de diseño del muro A (CONTINUACIÓN)

Ítem		Valor calculado
Pilar 8	Resultado	Bloque de 15cm Acero vertical: 2#3 Acero horizontal: 1#3@20cm
	P_u	0.10 ton
	M_u	0.45 tonm
	M_n	0.74 tonm
	ϕM_n	0.55 tonm
	A_s máx	#4 máximo: Cumple
	V_u	1.51 ton
	V_u diseño	1.51 ton
	V_m	0.59 ton
	V_s	2.98 ton
	ϕV_n	1.96 ton

Cuadro C-9. Resumen de diseño del muro B

Ítem		Valor calculado
Total	V_u	8.05 ton
	M_u	20.93 tonm
Pilar 1	Resultado	Bloque de 15cm Acero vertical: 1#3@60cm Acero horizontal: 1#4@60cm
	P_u	3.57 ton
	M_u	2.48 tonm
	M_n	15.12 tonm
	ϕM_n	11.02 tonm
	A_s máx	#4 máximo: Cumple
	V_u	4.96 ton
	V_u diseño	4.96 ton
	V_m	1.67 ton
	V_s	13.85 ton
	ϕV_n	8.53 ton
	Pilar 2	Resultado
P_u		2.127 ton
M_u		1.55 tonm
M_n		7.47 tonm
ϕM_n		5.46 tonm
A_s máx		#4 máximo: Cumple
V_u		3.09 ton
V_u diseño		3.09 ton
V_m		1.07 ton
V_s		9.03 ton
ϕV_n		5.56 ton

Cuadro C-10. Resumen de diseño del muro C

Ítem	Valor calculado
Resultado	Bloque de 12cm Acero vertical: 1#3@60cm (14#3) Acero horizontal: 1#3@60cm (cada 3 hiladas)
P_u	11.13 ton
M_u	19.27 tonm
M_n	136.86 tonm
ϕM_n	99.07 tonm
A_s máx	#4 máximo: Cumple
V_u	7.41 ton
V_u diseño	7.41 ton
V_m	4.27 ton
V_s	24.85 ton
ϕV_n	16.02 ton

Cuadro C-11. Resumen de diseño del muro D

Ítem	Valor calculado
Resultado	Bloque de 12cm Acero vertical: 1#3@60cm (14#3) Acero horizontal: 1#3@60cm (cada 3 hiladas)
P_u	11.13 ton
M_u	25.51 tonm
M_n	136.86 tonm
ϕM_n	99.07 tonm
A_s máx	#4 máximo: Cumple
V_u	9.81 ton
V_u diseño	9.81 ton
V_m	4.27 ton
V_s	24.85 ton
ϕV_n	16.02 ton

C.2. Diseño de los muros de un edificio de cinco niveles con el CSCR 2002

C.2.1. Características de los elementos diseñados

En este anexo, se presenta el diseño de la estructura descrita en la sección B.2.1.

C.2.2. Cálculo de las cargas sobre la estructura

1) Carga Permanente

Ver página 98.

2) Carga temporal

Ver página 99.

3) Carga de sismo

Coeficiente Sísmico

Ecuación 5.1 CSCR-02:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR}$$

a_{ef} es la aceleración pico efectiva, la cual se obtiene de la tabla 2.2 CSCR-02. Para zona III (San José) y suelo tipo S3:

$$a_{ef} = 0.36$$

I es el factor de importancia el cual se obtiene de la tabla 4.1 CSCR-02.

$$I = 1$$

SR es el factor de sobre resistencia, capítulo 5 del CSCR-02. Para muros:

$$SR = 2$$

FED es el factor espectral dinámico (capítulo 5 CSCR-02). Este depende del tipo de suelo (S3), zona sísmica (Zona III), ductilidad global (μ) y periodo (T):

Se supondrá que la estructura posee una irregularidad en planta moderada, CCRC-02 4.3.2 a 4.3.4. Es decir,

$$0.05 < \frac{e}{D} < 0.025$$

Por tratarse de muros rectangulares sin ningún tipo de confinamiento en sus extremos, se considera una ductilidad local moderada de acuerdo con la sección 9.7 del CSCR-02.

De la Tabla 4.3 del CSCR-02, para estructuras tipo muro, irregularidad moderada y ductilidad global moderada:

$$\mu = 1.5$$

Periodo de vibración CSCR-02 7.4 (e)

$$T = 0.05 \cdot N$$

Donde N es el número total de pisos

$$T = 0.05 \cdot 5 = 0.25$$

Usando la figura 5.7 (o la tabla D.7) del CSCR-02 se obtiene que:

$$FED = 1.77$$

Entonces el coeficiente sísmico, C, es:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} = 0.319$$

Cálculo de peso propio

Ver página 100.

Cortante en la base

$$W = 4\text{pisos} (112.04\text{ton}) + 29.53 = 477.70\text{ton}$$

$$V = C W = 0.319 (477.75\text{ton}) = 152.4\text{ton}$$

Distribución de las fuerzas de sismo

Cuadro C-12. Distribución de las fuerzas de sismo

Nivel	h (m)	W _i (ton)	W h	F _i (ton)
1	3	112.04	336.1	13.5
2	6	112.04	672.2	27.0
3	9	112.04	1008.4	40.5
4	12	112.04	1344.5	54.0
Techo	14.6	29.53	431.2	17.3
Σ		477.70	3792.4	152.4

Ejemplo:

$$F_i = V \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_R \cdot h_R}$$

$$F_3 = 152.4 \text{ ton} \cdot \frac{1008.4 \text{ ton} \cdot \text{m}}{3792.4 \text{ ton} \cdot \text{m}} = 40.5 \cdot \text{ton}$$

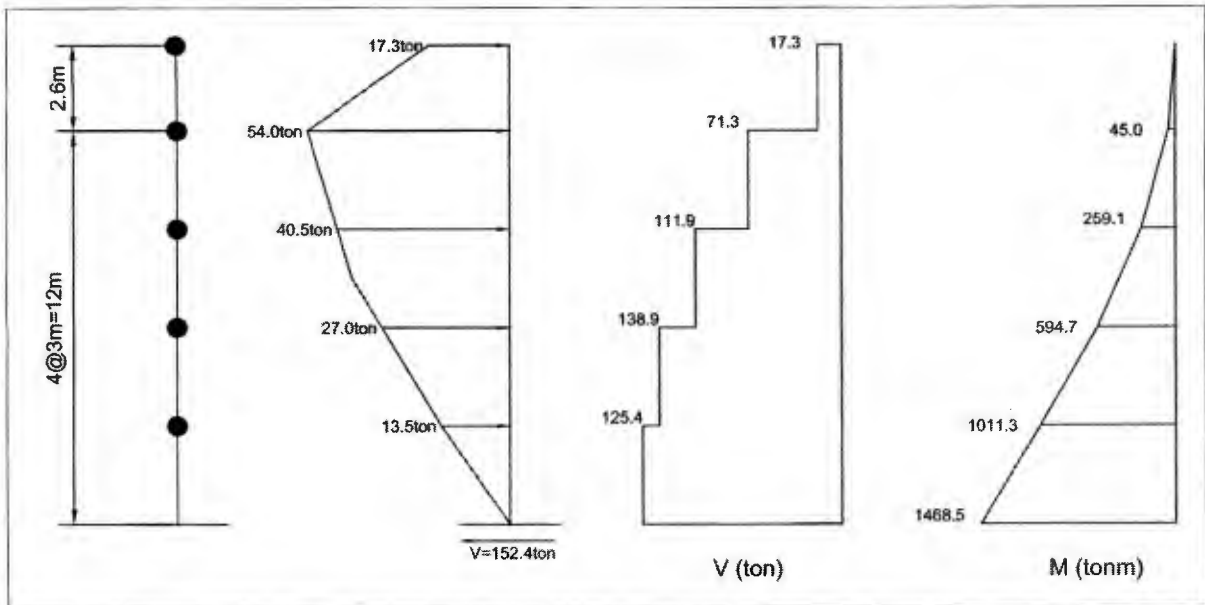


Figura C-1. Distribución de fuerza, cortante y momento

Cálculo de inercias de los muros alado

Ver página 103.

Cálculo de la geometría de los muros

Ver página 104.

Cálculo de las deformaciones

CSCR 7.6, 7.8 y 9.3.4

La deformación se revisa en el sentido N-S por ser la más crítica y se usa el método de "área momento". Se usará mampostería clase A por el tamaño del edificio.

$$f'm = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E_m = 750 \cdot f'm = 75000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$0.5I_g = 0.5 \cdot 798996922 \text{ cm}^4 = 399498461 \text{ cm}^4$$

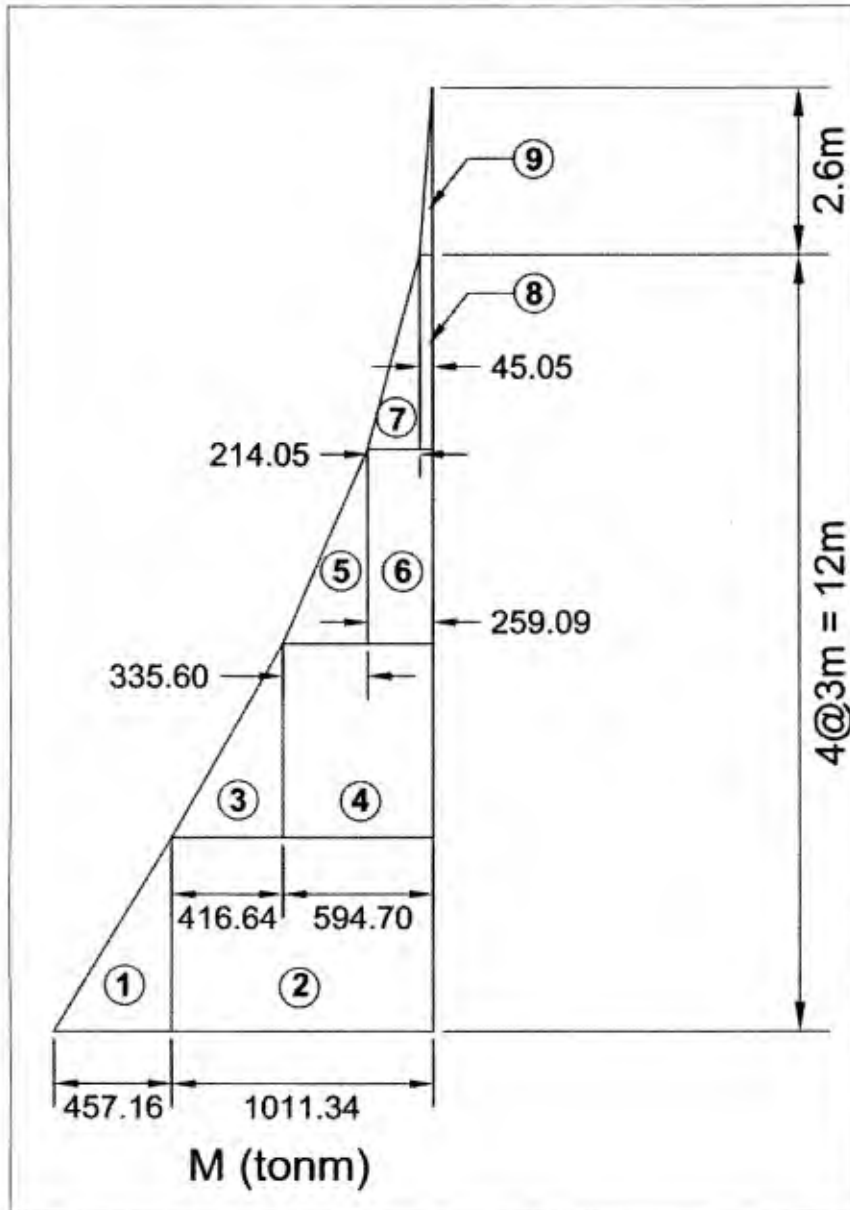


Figura C-2. Valores para el cálculo de área momento

Cuadro C-13. Área momento

Sección	h	b	Área (ton*m ²)	y (m)	A*y (ton*m ³)
1	1.5	457.16	685.73	13.6	9325.99
2	3	1011.34	3034.01	13.1	39745.50
3	1.5	416.64	624.96	10.6	6624.55
4	3	594.70	1784.09	10.1	18019.33
5	1.5	335.60	503.40	7.6	3825.87
6	3	259.09	777.28	7.1	5518.72
7	1.5	214.05	321.07	4.6	1476.93
8	3	45.05	135.14	4.1	554.07
9	2.6	45.05	117.12	1.73	202.62
					85090.96 ton*m³

Desplazamiento elástico en la cúspide:

$$\partial_i^e = \frac{\sum My}{E_m \cdot I_{cr}} = \frac{85090.96 \text{ ton} \cdot \text{m}^3 \left(\frac{10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}^3}{\text{ton} \cdot \text{m}^3} \right)}{75000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 399498461 \text{ cm}^4} = 2.84 \text{ cm}$$

∂_i = desplazamiento inelástico = $\alpha \mu$ SR ∂_i^e

$\alpha = 0.7$ estructura tipo muro $\mu = 1.5$ SR = 2.0

$$\partial_i = (0.7) \cdot (1.5) \cdot (2.0) \cdot (2.84 \text{ cm}) = 5.964 \text{ cm}$$

Desplazamiento relativo del 1° nivel:

Δ_i^e = desplazamiento elástico relativo

$$\Delta_i^e = \frac{1}{E_m \cdot I_{cr}} \left[(457.16 \text{ ton} \cdot \text{m}) \left(\frac{3\text{m}}{2} \right) \left(\frac{2}{3} \cdot 3\text{m} \right) + (1011.34 \text{ ton} \cdot \text{m})(3\text{m})(1.5\text{m}) \right] = 0.198 \text{ cm}$$

Δ_i = desplazamiento inelástico relativo

$$\Delta_i = \mu \text{ SR } \Delta_i^e = (1.5) \cdot (2.0) \cdot (0.198 \text{ cm}) = 0.594 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta_1}{h_1} \text{ permisible} = 0.008 \text{ Tabla 7.2 CSCR Edificio tipo D y tipo muro}$$

$$\Delta_1 \text{ permisible} = (0.008)(300\text{cm}) = 2.4 \text{ cm} > 0.594\text{cm} \quad \text{OK!}$$

➤ Las deformaciones son satisfactorias

Distribución de las fuerzas de sismo

Ver cálculo de la rigidez en la página 107.

Cuadro C-14. Cortantes directos para el sismo N-S

Muro	Descripción	I (m ⁴)	Aw (m ²)	r	k	% V _D	V _D (ton)
A	Rectangular	2.08	1	1.2	0.0482	26.02%	39.65
B	Alado	1.91	0.8	1	0.0444	23.98%	36.54
C	Alado	1.91	0.8	1	0.0444	23.98%	36.54
D	Rectangular	2.08	1	1.2	0.0482	26.02%	39.65
					0.1851	1.0	152.4

Cuadro C-15. Cortantes directos para el sismo E-W

Muro	Descripción	I (m ⁴)	Aw (m ²)	r	k	% V _D	V _D (ton)
1	Alado	4.95	1.2	1	0.1076	38.47%	47.63
2	Alado	3.93	1	1	0.0861	30.76%	38.09
3	Alado	3.93	1	1	0.0861	30.76%	38.09
					0.2798	1.0	123.8

Cálculo del centro de rigidez

Ver página 108.

Cálculo del centro de masa

Ver página 108.

Cálculo de las excentricidades

Ver página 109.

Cálculo de los efectos torsionales

Sismo N-S $M_t = 152.4 \text{ ton} \cdot (0.65\text{m}) = 99.06 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Sismo E-W $M_t = 152.4 \text{ ton} \cdot (0.5\text{m}) = 76.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Cuadro C-16. Cortantes torsionales debido al sismo N-S

Muro	Dirección	k	R _i	d (m)	R _i *d	R _i *d ²	V _t (ton)	V _t *d
A	N-S	0.0482	0.104	6.40	0.663	4.24	2.90	18.55
B	N-S	0.0444	0.095	1.60	0.153	0.24	0.67	1.07
C	N-S	0.0444	0.095	1.60	0.153	0.24	0.67	1.07
D	N-S	0.0482	0.104	6.40	0.663	4.24	2.90	18.55
1	E-W	0.1076	0.232	6.03	1.396	8.42	6.10	36.80
2	E-W	0.0861	0.185	3.77	0.698	2.63	3.05	11.50
3	E-W	0.0861	0.185	3.77	0.698	2.63	3.05	11.50
		0.4649	1.000			22.66		99.05

Cuadro C-17. Cortantes torsionales debido al sismo E-W

Muro	Dirección	k	R _i	d (m)	R _i *d	R _i *d ²	V _t (ton)	V _t *d
A	N-S	0.0482	0.104	6.40	0.663	4.24	2.23	14.27
B	N-S	0.0444	0.095	1.60	0.153	0.24	0.51	0.82
C	N-S	0.0444	0.095	1.60	0.153	0.24	0.51	0.82
D	N-S	0.0482	0.104	6.40	0.663	4.24	2.23	14.27
1	E-W	0.1076	0.232	6.03	1.396	8.42	4.69	28.31
2	E-W	0.0861	0.185	3.77	0.698	2.63	2.35	8.85
3	E-W	0.0861	0.185	3.77	0.698	2.63	2.35	8.85
		0.4649	1.000			22.66		76.19

$$V_t = \frac{M_t (R_i d_i)}{(R_i d_i)^2}$$

Ejemplo:

Cortante torsional del muro 1, sismo E-W (cuadro C-17):

$$V_t = \frac{76.2 \text{ ton} \cdot \text{m} \cdot (1.396 \text{ m})}{22.66 \text{ m}^2} = 4.69 \cdot \text{ton}$$

Cálculo de cortantes de diseño

Cuadro C-18. Cortantes y momentos totales debido al sismo N-S

Muro	Dirección	V _D (ton)	V _t (ton)	V _{total} (ton)	M _{total} (ton*m)
A	N-S	39.65	2.90	42.6	410.05
B	N-S	36.54	0.67	37.2	358.56
C	N-S	36.54	0.67	37.2	358.56
D	N-S	39.65	2.90	42.6	410.05
1	E-W	0	6.10	6.10	58.81
2	E-W	0	3.05	3.05	29.41
3	E-W	0	3.05	3.05	29.41

Cuadro C-19. Cortantes y momentos totales debido al sismo E-W

Muro	Dirección	V _D (ton)	V _t (ton)	V _{total} (ton)	M _{total} (ton*m)
A	N-S	0.00	2.23	2.23	21.49
B	N-S	0.00	0.51	0.51	4.95
C	N-S	0.00	0.51	0.51	4.95
D	N-S	0.00	2.23	2.23	21.49
1	E-W	58.62	4.69	63.32	610.17
2	E-W	46.88	2.35	49.23	474.40
3	E-W	46.88	2.35	49.23	474.40

Cuadro C-20. Cortantes y momentos últimos

Muro	V _u (ton)	M _u (ton*m)
A	42.55	410.05
B	37.21	358.56
C	37.21	358.56
D	42.55	410.05
1	63.32	610.17
2	49.23	474.40
3	49.23	474.40

Ejemplo:

Cortantes y momentos totales Muro 1, Sismo E-W (cuadro C-19)

$$V_D = 58.62 \text{ ton (cuadro C-15)}$$

$$V_t = 4.7 \text{ ton (cuadro C-17)}$$

$$V_{\text{total}} = 58.62 + 4.7 = 63.32 \text{ ton}$$

$$\text{Momento total en la base} = 1468.5 \text{ ton m (figura C-1)}$$

$$\text{Cortante total en la base} = 152.39 \text{ ton (figura C-1)}$$

$$M_{\text{total}} = (1468.5 \text{ ton m}) * (63.32 \text{ ton}) / (152.39 \text{ ton}) = 610.17 \text{ ton}$$

Cortantes y momentos de diseño Muro 1 (cuadro C-20)

$$V_u = \max [6.10 \text{ ton (cuadro C-18), } 63.32 \text{ ton (cuadro C-19)}] = 63.32 \text{ ton}$$

$$M_u = \max [58.81 \text{ ton m (cuadro C-18), } 610.17 \text{ ton m (cuadro C-19)}] = 610.17 \text{ tonm}$$

C.2.3. Memoria de cálculo del diseño de los muros "esbeltos" del edificio con el CSCR 2002

Muro A o D, Sismo N-S

Se propone usar acero grado 60: $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Mampostería clase A (anexo A.2 del CSCR): $f'm = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Mampostería de 20cm: $t = 20\text{cm}$

Largo del elemento: $l_w = 500\text{cm}$

Requisitos básicos de refuerzo

Acero mínimo y diámetro máximo de la varilla vertical (sección 9.3.3 c del CSCR 2002)

$$A_{\text{smintotal}} = 0.002 \cdot (100\text{cm}) \cdot (20\text{cm}) = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sminunadirección}} = 0.0007 \cdot (100\text{cm}) \cdot (20\text{cm}) = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{max}} = \frac{t}{8} = 2.5 \text{ cm}$$

Separación máxima en ambos sentidos (sección 9.3.3 b del CSCR 2002)

$$S_{\text{max}} = 80\text{cm} \quad \text{Rige!}$$
$$= \frac{l_w}{3} = \frac{500 \cdot \text{cm}}{3} = 166.67 \text{ cm}$$

Separación máxima en la base del muro (sección 9.7.2 c del CSCR 2002)

$$S_{\text{max}} = 60\text{cm} \quad \text{Son iguales!}$$
$$= 3t = 3 \cdot (20 \cdot \text{cm}) = 60 \text{ cm}$$

Acero mínimo en muros de corte (celdas totalmente rellenas)

$$S = \frac{t \cdot (l_w)^2}{6} = 8.33 \times 10^5 \cdot \text{cm}^3$$

Ecuación A-13 CSCR 2002 $f_r = 1.06 \sqrt{f'm \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 10.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (máximo) OK!}$

Ecuación A-12 CSCR 2002 $M_{cr} = S \cdot f_r = 88.33 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Capacidad nominal mínima de un muro de corte (sección 9.7.2 b del CSCR 2002)

$$Mu_{min} = 1.8 \cdot M_{cr} = 159 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cargas de diseño

Momento:

$$Mu = 410.05 \text{ton} \cdot \text{m} \quad (\text{cuadro C-20})$$

$Mu > Mu_{min}$ OK! No rige el acero mínimo!

Cortante (de análisis):

$$Vu = 42.55 \text{ton} \quad (\text{cuadro C-20})$$

Carga axial:

$$\text{Área tributaria: } A_{\text{tributaria}} = \left(\frac{5\text{m}}{2} \cdot 5\text{m} \right) + \left(\frac{2\text{m}}{2} \cdot 5\text{m} \right) + \left(\frac{3\text{m}}{2} \cdot 2.5\text{m} \cdot \frac{1.25\text{m}}{5\text{m}} \right) = 18.44 \cdot \text{m}^2$$

- Carga permanente:

Pisos y techo

$$P_{CP1} = 4 \left(0.465 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 18.44 \text{m}^2 \right) + \left(0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 18.44 \text{m}^2 \right) = 35.04 \cdot \text{ton}$$

Peso propio del muro

$$P_{CP2} = \left(0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 5\text{m} \cdot 14.6\text{m} \right) = 35.04 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = P_{CP1} + P_{CP2} = 70.08 \cdot \text{ton}$$

- Carga temporal:

$$P_{CT} = 4 \left(0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 18.44 \text{m}^2 \right) + \left(0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 18.44 \text{m}^2 \right) = 15.49 \cdot \text{ton}$$

- Combinación de carga:
(sección 6.2.1 del CSCR 2002)

Donde:

$$f_1 = 0.5 \quad (\text{Edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo})$$

Las carga axial de sismo son muy pequeñas por lo que se producen 4 posibles combinaciones

$$Pu_1 = 1.4 \cdot P_{CP} = 98.11 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_2 = 1.2 \cdot P_{CP} + 1.6 \cdot P_{CT} = 108.87 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_3 = 1.05 \cdot P_{CP} + f_1 \cdot P_{CT} = 81.32 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_4 = 0.95 \cdot P_{CP} = 66.57 \cdot \text{ton}$$

La combinación crítica es la cuarta donde el valor de carga axial es la más baja

$$Pu = Pu_4 = 66.57 \cdot \text{ton}$$

*La carga axial contribuye de forma positiva ya que esta fuerza ayuda a cerrar las grietas. Esto se ve reflejado en las ecuaciones de M_n y V_m donde al aumentar la carga axial, se aumenta la

capacidad en flexión y cortante de la estructura. Por esta razón la combinación de carga crítica es aquella que produce la menor carga axial.

Revisión en flexocompresión (CSCR 2002 9.7.6 MURO RECTANGULAR)

Factor de reducción de resistencia nominal

$$A_e = (500\text{cm})(20\text{cm}) = 10000\text{cm}^2 \quad f'm = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad P_u = 6.657 \times 10^4 \text{kg}$$

$$\phi = 0.80 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'm} = 0.70$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

Se propone colocar varillas #6 en todas las celdas. En un muro de 5.0 m corresponde a colocar un total de 25 varillas.

$$25 \#6: A_s = 25 \cdot (2.84\text{cm}^2) = 71\text{cm}^2 \quad t = 20\text{cm} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad l_w = 500\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{t \cdot l_w \cdot f'm} = 0.2982 \quad \beta = \frac{P_u}{t \cdot l_w \cdot f'm} = 0.0666 \quad \frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2 \cdot \alpha + 0.72} = 0.2771$$

$$c = 0.2771 \cdot l_w = 138.55\text{cm}$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y \cdot l_w}{2} \left(1 + \frac{P_u}{A_s \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) = 659.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 461.56 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 410.05 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \quad \text{OK!!}$$

Longitud de la zona confinada por placas

CSCR 2002 9.7.7

A pesar de ser un muro rectangular es conveniente colocar placas en los extremos.

$$l_1 = 3 \cdot t = 60\text{cm}$$

$$l_2 = 0.1 \cdot l_w = 50\text{cm}$$

Adicionalmente se toma en consideración las recomendaciones de Priestley

$$l_3 = 60\text{cm}$$

$$l_4 = 0.7 \cdot c = 96.98\text{cm} \quad \text{Rige el mayor!}$$

Diseño en cortante (CSCR 2002 9.7.5)

Debido a que la estructura tiene una ductilidad global mayor a 1.0, el cortante de diseño será el

cortante de análisis multiplicado por la sobre resistencia

$$SR = 2.0$$

$$Vu_{\text{diseño}} = SR Vu = 2.0 \cdot (42.55 \cdot \text{ton})$$

$$Vu_{\text{diseño}} = 85.1 \cdot \text{ton}$$

$$Ag = Ae = 10000 \text{ cm}^2$$

$$d = lw - 10 \text{ cm} = 490 \text{ cm}$$

$$bw = t = 20 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería totalmente rellena})$$

$$Vm = \left[0.15 \cdot \sqrt{f' m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.2 \cdot \left(\frac{Pu}{Ag} \right) \right] \cdot d \cdot bw = 27.75 \cdot \text{ton}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante

De la tabla 9.4.2 del CSCR 2002

$$\phi = 0.60$$

Se debe cumplir que: $Vu_{\text{diseño}} \leq \phi(Vm + Vs)$

Entonces de la siguiente ecuación se despeja Vs

$$85.1 \text{ ton} = 0.6 \cdot (27.75 \text{ ton} + Vs)$$

$$Vs = \frac{85.1 \text{ ton}}{0.6} - 27.75 \text{ ton} = 114.08 \cdot \text{ton}$$

$$Vs = \frac{Ash \cdot fy \cdot d}{Sh} \quad \text{Usando } Sh = 60 \text{ cm} \quad (S_{\text{max}}) \quad Ash = \frac{Vs \cdot Sh}{fy \cdot d} = 3.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando } Sh = 20 \text{ cm} \quad Ash = \frac{Vs \cdot Sh}{fy \cdot d} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se puede utilizar 2 varillas } \#3 @ 20 \text{ cm: } 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2 > 1.11 \text{ cm}^2$$

Resultado Muros A y D:

Bloque de 20cm clase A

Acero vertical: 1#6@20cm (cada celda)

Acero horizontal: 2#3@20cm (cada hilada)

Muro 1, Sismo E-W

$$lw = 600\text{cm} \quad t = 20\text{cm} \quad f'm = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad fy = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Requisitos básicos de refuerzo

Son idénticos al muro anterior excepto en el acero mínimo

Es módulo de sección, S , es la inercia entre $h/2$

Ver p. 104 $S = 1648711.11 \cdot \text{cm}^3$

Ecuación A-13 CSCR 2002
$$fr = 1.06 \sqrt{f'm \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 10.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (máximo) OK!}$$

Ecuación A-12 CSCR 2002
$$Mcr = S \cdot fr = 174.76 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Capacidad nominal mínima de un muro de corte (sección 9.7.2 b del CSCR 2002)

$$Mu_{\min} = 1.8 \cdot Mcr = 314.57 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cargas de diseño

Momento:

$$Mu = 610.17 \text{ton} \cdot \text{m} \quad (\text{cuadro C-20})$$

$$Mu > Mu_{\min} \quad \text{OK! No rige el acero mínimo!}$$

Cortante (de análisis):

$$Vu = 63.32 \text{ton} \quad (\text{cuadro C-20})$$

Carga axial:

$$\text{Área tributaria: } A_{\text{tributaria}} = \left(2 \cdot \frac{3\text{m}}{2} \cdot 2.5\text{m}\right) + \left(\frac{4\text{m}}{2} \cdot 3\text{m}\right) = 13.5 \cdot \text{m}^2$$

- Carga permanente:

Pisos y techo

$$P_{CP1} = 4 \left(0.465 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 13.5 \text{m}^2\right) + \left(0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 13.5 \text{m}^2\right) = 25.65 \cdot \text{ton}$$

Peso propio del muro

$$P_{CP2} = \left(0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 6.8\text{m} \cdot 14.6\text{m}\right) = 47.65 \cdot \text{ton}$$

$$P_{CP} = P_{CP1} + P_{CP2} = 73.3 \cdot \text{ton}$$

- Carga temporal:

$$P_{CT} = 4 \left(0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 13.5\text{m}^2 \right) + \left(0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 13.5\text{m}^2 \right) = 11.34 \cdot \text{ton}$$

- Combinación de carga:
(sección 6.2.1 del CSCR 2002)

Donde:

$$f_1 = 0.5 \quad (\text{Edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo})$$

Al no haber carga axial de sismo, se producen 4 posibles combinaciones:

$$Pu_1 = 1.4 \cdot P_{CP} = 102.63 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_2 = 1.2 \cdot P_{CP} + 1.6 \cdot P_{CT} = 106.11 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_3 = 1.05 \cdot P_{CP} + f_1 \cdot P_{CT} = 82.64 \cdot \text{ton}$$

$$Pu_4 = 0.95 \cdot P_{CP} = 69.64 \cdot \text{ton}$$

La combinación crítica es la cuarta donde el valor de carga axial es la más baja

$$Pu = Pu_4 = 69.64 \cdot \text{ton}$$

*La carga axial crítica corresponde a la combinación de carga que produce la menor carga axial.

Revisión en flexocompresión (CSCR 2002 9.7.6 MURO ALADO)

Se utilizan las ecuaciones 9-20 a 9-26

Se propone colocar varillas #6 en todas las celdas. En un muro de 6.0 m con alas de 40cm corresponde a colocar 34 varillas.

$$34 \text{ \#6: } A_s = 34 \cdot 2.84\text{cm}^2 = 96.56 \text{ cm}^2$$

$$a = \left(\frac{P_n + 0.50 \cdot \Sigma A_s f_y}{0.85 f' m \cdot t} \right)$$

$$a = \left[\frac{69.64\text{ton} + 0.5 \cdot 96.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot \left(100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 60\text{cm}} \right] = 53.41 \text{ cm} > t_f = 20\text{cm}$$

Comportamiento de viga T (eje neutro se encuentra en el alma)

Contribución del ala:

$$b = 60\text{cm} \quad C_{m1} = 0.85 \cdot f' m \cdot b \cdot t = 102 \cdot \text{ton}$$

$$P_n + 0.50 \cdot \Sigma A_s f_y = 69.64\text{ton} + 0.5 \cdot 96.56 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 272.42 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Por diferencia: } \Delta C_m = 272.42 \text{ ton} - 102 \text{ ton} = 170.42 \cdot \text{ton}$$

$$C_m = C_{m1} + \Delta C_m = 272.42 \cdot \text{ton}$$

Profundidad del bloque de compresión a partir del ala: l'

$$170.42 \text{ ton} = \left(0.85 \cdot 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 20 \text{ cm} \cdot l' \right)$$

$$l' = 100.2 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm} + l' = 120.2 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 141.41 \text{ cm}$$

Número de varillas en el lado de compresión: 9u

$$C_s = 9 \cdot 2.84 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 107.35 \cdot \text{ton}$$

Número de varillas en tensión: 34u - 9u = 25u

$$T = 25 \cdot 2.84 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 298.2 \cdot \text{ton}$$

$$P_n = C_m + C_s - T = 81.57 \cdot \text{ton} > P_u = 69.64 \cdot \text{ton}$$

$$\Delta = \frac{P_n}{P_u} \cdot 100 = 117.14 \% \quad \text{Diferencia } 17.1\% > 3\%$$

Se propone reducir el bloque de compresión usando: $c = 130 \text{ cm}$ $a = 0.85 \cdot c = 110.5 \text{ cm}$

Número de varillas en el lado de compresión: 8u

$$C_s = 8 \cdot 2.84 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 95.42 \cdot \text{ton}$$

Número de varillas en tensión: 34u - 8u - 1u = 25u

$$T = 25 \cdot 2.84 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 298.2 \cdot \text{ton}$$

$$C_m = C_{m1} + 0.85 \cdot f' m \cdot t \cdot (a - t) = 255.85 \cdot \text{ton}$$

$$P_n = C_m + C_s - T = 53.07 \cdot \text{ton} > P_u = 69.64 \cdot \text{ton}$$

$$\Delta = \frac{P_n}{P_u} \cdot 100 = 76.21 \% \quad \text{Diferencia } 22.8\% \gg 3\%$$

Se concluye que la aproximación anterior es mucho mejor.

Cálculo de M_n usando la ecuación 9-26 del CSCR 2002:

$$M_n = C_m \cdot \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum \left[f_y \cdot A_{s_i} \cdot (c - x_i) \right] + P_n \cdot \left(\frac{l_w}{2} - c \right)$$

Se calculan las partes de la ecuación anterior:

$$C_m \cdot \left(c - \frac{a}{2} \right) = 102 \text{ ton} \cdot \left(141 \text{ cm} - \frac{20 \text{ cm}}{2} \right) + 169.48 \text{ ton} \cdot \left(141 - 20 - \frac{99.7}{2} \right) \text{ cm} = 254.21 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma \left| f_y \cdot A_{s_i} \cdot (c - x_i) \right| &= 3 \cdot 11.928 \text{ ton} \cdot 100 \text{ cm} \\ &+ 11.928 \text{ ton} (111 + 91 + 71 + 51 + 31 + 11 + 9 + 29 + 49 + 69 + 89 \\ &\quad + 109 + 129 + 149 + 169 + 189 + 209 + 229 + 249 + 269 \\ &\quad + 289 + 309 + 329 + 349 + 369 + 389 + 409 + 429) \text{ cm} \\ &+ 3 \cdot 11.928 \text{ ton} \cdot 449 \text{ cm} \\ &= 825.89 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$P_n \cdot \left(\frac{l_w}{2} - c \right) = 68.7 \text{ ton} \cdot \left(\frac{600}{2} - 141 \right) \text{ cm} = 109.23 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 254.21 \cdot (\text{ton} \cdot \text{m}) + 825.89 \cdot (\text{ton} \cdot \text{m}) + 109.23 \cdot (\text{ton} \cdot \text{m}) = 1189.33 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Factor de reducción de resistencia nominal

$$A_e = (680 \text{ cm})(20 \text{ cm}) = 13600 \text{ cm}^2 \quad f'_m = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad P_u = 6.964 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.80 - \frac{1.5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0.723$$

$$\phi \cdot M_n = 860.11 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 610.17 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \quad \text{OK!!}$$

El resultado es conservador pero difícilmente cambiando a 1#5 en cada celda se obtendrá un mejor resultado.

Longitud de la zona confinada por placas

CSCR 2002 9.7.7

$$l_1 = 3 \cdot t = 60 \text{ cm}$$

$$l_2 = 0.1 \cdot l_w = 60 \text{ cm}$$

Adicionalmente se toma en consideración las recomendaciones de Priestley

$$l_3 = 60 \text{ cm}$$

$$l_4 = 0.7 \cdot c = 91 \text{ cm} \quad \text{Rige el mayor!}$$

Diseño en cortante (CSCR 2002 9.7.5)

Debido a que la estructura tiene una ductilidad global mayor a 1, el cortante de diseño será el cortante de análisis multiplicado por la sobre resistencia

$$SR = 2.0$$

$$Vu_{\text{diseño}} = SR Vu = 2.0 \cdot (63.32 \cdot \text{ton})$$

$$Vu_{\text{diseño}} = 126.64 \cdot \text{ton}$$

$$Ag = Ae = 13600 \text{ cm}^2$$

$$d = lw - 10 \text{ cm} = 590 \text{ cm}$$

$$bw = t = 20 \text{ cm} \quad (\text{Mampostería totalmente rellena})$$

$$Vm = \left[0.15 \cdot \sqrt{f' m \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.2 \cdot \left(\frac{Pu}{Ag} \right) \right] \cdot d \cdot bw = 29.78 \cdot \text{ton}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para cortante
De la tabla 9.4.2 del CSCR 2002

$$\phi = 0.60$$

Se debe cumplir que: $Vu_{\text{diseño}} \leq \phi(Vm + Vs)$

Entonces de la siguiente ecuación se despeja Vs

$$126.64 \text{ ton} = 0.6 \cdot (29.78 \text{ ton} + Vs)$$

$$Vs = \frac{126.64 \text{ ton}}{0.6} - 29.78 \text{ ton} = 181.29 \cdot \text{ton}$$

$$Vs = \frac{Ash \cdot fy \cdot d}{Sh} \quad \text{Usando } Sh = 20 \text{ cm} \quad Ash = \frac{Vs \cdot Sh}{fy \cdot d} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Se puede utilizar 2 varillas una #3 y una #4 @ 20cm: $0.71 \text{ cm}^2 + 1.29 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cm}^2 > 1.46 \text{ cm}^2$

Resultado Muro 1:

Bloque de 20cm clase A

Acero vertical: 1#6@20cm (cada celda)

Acero horizontal: 1#3 + 1#4 @20cm (cada hilada)