



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
POSGRADO EN INGENIERÍA

**“COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO NORMAL SUJETO A
CARGAS LATERALES CÍCLICAS”**

**Tesis que para obtener el grado de Maestro en Ingeniería
(Estructuras)**

Presenta

NIEL IVÁN VELÁSQUEZ MONTOYA

Director de tesis: Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro

México, D.F., noviembre de 2005



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Programa del Posgrado de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por darme la oportunidad de estudiar y hacer realidad el grado de Maestría

Se agradece el apoyo económico del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, II-UNAM.

Se reconoce la contribución de la empresa Cemex,

Especial agradecimiento al Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro, director del II-UNAM, por su gran colaboración, dedicación y orientación de la presente tesis.

A los sinodales y maestros de clase, por la dedicación en revisar la tesis, y por impartir sus conocimientos muy valiosos para mi formación: Dr Roberto Meli Piralla, Dr Amador Terán Gilmore, Dr. Carlos Reyes Salinas, M en I. Jorge Arturo Ávila Rodríguez.

Se reconoce la colaboración de personal y técnicos del Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED.

A mi gran familia, padres: Arq. Pedro Velásquez R. y Mstra Vilma Montoya de V., Ing. Vladimir Velásquez M, Mstra Teresa Díaz Ch. y Claudia Velásquez D.

A mis compañeros de generación 2004-I del pos grado.

CONTENIDO

RESUMEN.....	iii
ABSTRACT	iii
CONTENIDO	v
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES	
1.1. INTRODUCCIÓN	3
1.2. SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE CONCRETO.....	3
1.3. FILOSOFIA DE DISEÑO POR CORTE Y NORMATIVIDADES.	4
1.4. INVESTIGACIONES ANTERIORES Y NORMAS.....	10
CAPÍTULO 2. ETAPA EXPERIMENTAL EN EL LABORATORIO DE ESTRUCTURAS GRANDES DEL CENAPRED	
2.1. INTRODUCCIÓN	19
2.2. DESCRIPCIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE ESPECÍMENES	19
2.3. INSTRUMENTACIÓN	25
2.3.1 Interna	25
2.3.2. Externa	27
2.4. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE.....	28
2.5. CAPTURA DE DATOS	29
2.6. HISTORIA DE CARGA.....	31
CAPÍTULO 3. COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS ANTE CARGA MONÓTONA	
3.1. INTRODUCCIÓN.....	33
3.2. RESULTADO EXPERIMENTAL	33
CAPÍTULO 4. COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS ANTE CARGA CÍCLICA	
4.1. INTRODUCCION	41
4.2. MODELO MCN-57-C	41
4.2.1. Evolución de daño	41
4.2.2. Curva de histéresis	48
4.2.3. Envolvente	49
4.2.4. Rigidez	49
4.2.5. Degradación de rigidez	50
4.2.6. Deformación angular.....	51
4.2.7. Deslizamiento y expansión	54
4.2.8. Rotación y curvatura	55
4.2.9. Disipación de energía.....	57
4.2.10. Amortiguamiento viscoso equivalente	58
4.2.11. Capacidad de deformación.....	59
4.2.12. Deformímetros	60

4.3	MODELO MCN-114.C	65
4.3.1.	Evolución de daño	72
4.3.2.	Curva de histéresis	72
4.3.3.	Envolvente	73
4.3.4.	Rigidez	73
4.3.5.	Degradación de rigidez	74
4.3.6.	Deformación angular.....	74
4.3.7.	Deslizamiento y expansión	76
4.3.8.	Rotación y curvatura	77
4.3.9.	Disipación de energía.....	78
4.3.10.	Amortiguamiento viscoso equivalente	79
4.3.11.	Capacidad de deformación.....	79
4.3.12.	Deformímetros	80

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1.	INTRODUCCION	85
5.2.	COMPARACIÓN DE LOS MODELOS ANTE CARGAS CÍCLICAS	85
5.2.1.	Resistencia.	85
5.2.2.	Rigidez y degradación de rigidez	87
5.2.3.	Disipación de energía y amortiguamiento viscoso equivalente	89
5.2.4.	Capacidad de deformación.....	91
5.2.5.	Modos de falla.....	93
5.3.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES CON EXPRESIONES TEÓRICAS	94
5.3.1.	Resistencia.	94
5.3.2.	Rigidez	99
5.3.3.	Capacidad de deformación.....	100
5.3.4.	Contribución del refuerzo en el alma del muro.....	102
5.3.5.	Aspectos constructivos.....	105

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1.	CONCLUSIONES	107
6.2.	RECOMENDACIONES	109

REFERENCIAS	111
--------------------------	------------

AGRADECIMIENTOS	115
------------------------------	------------

COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO NORMAL SUJETO A CARGAS LATERALES CÍCLICAS

RESUMEN

Para evaluar el comportamiento estructural de la vivienda de concreto armado en México, actualmente se lleva a cabo una serie de pruebas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, por medio de la construcción y ensaye en el laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED, de muros de concreto a escala natural. En este trabajo se discute el comportamiento de los muros de concreto normal sujetos a cargas laterales cíclicas y monótonas. Los modelos corresponden a muros con cuantías de 50 y 100% de la cuantía mínima del reglamento. Los muros fueron ensayados bajo una historia de cargas laterales cíclicas; con los resultados y observaciones obtenidos, se identificaron las principales características del comportamiento estructural. Se evaluó la capacidad estructural en términos de resistencia, rigidez, capacidad de deformación y disipación de energía. Se comparan los comportamientos de estos muros normales ante cargas cíclicas con los muros ante carga monótona. El desempeño de los muros muestra que estructuras diseñadas de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal son capaces de soportar fuerzas laterales relativamente altas con un comportamiento dúctil y estable.

ABSTRACT

To assess the structural behavior of reinforced concrete housing in Mexico, a series of tests are being carried out at the Institute of Engineering at UNAM. Full scale concrete walls have been built and tested in the large-scale structures laboratory of CENAPRED. In this report, the behavior of normal concrete walls subjected to cyclic and monotonic lateral loads is discussed. Walls were reinforced with 50 and 100 % of the minimum reinforcement percentage as required by codes. Walls were tested under cyclic loads; results and observations led to the identification of the main characteristics of structural behavior. Structural capacity was evaluated in terms of strength, rigidity, deformation capacity and energy dissipation. Performance of walls tested under cyclic loading is compared to those tested under monotonic loading. Wall behavior indicates that structures designed in accordance with the Mexico City Building Code support relatively higher lateral forces, with a behavior ductile and stable.

INTRODUCCIÓN

A lo largo del tiempo, los sistemas constructivos a base de muros de carga han sido la solución conveniente para construcciones de vivienda económica multifamiliar de baja o mediana altura en las que se requiere una subdivisión del área total en pequeños espacios. Por ello, la construcción de viviendas de interés social ha sido una de las principales soluciones al problema de vivienda en México. En este tipo de edificaciones, los muros son los elementos estructurales más empleados, tanto para resistir las cargas verticales como las fuerzas horizontales. La forma típica de refuerzo es mediante castillos y dalas de concreto de dimensiones reducidas. El sistema de piso de dicha estructura esta formado generalmente por losas de concreto reforzado.

Como consecuencia de lo planteado anteriormente el Instituto de Ingeniería de la UNAM, está desarrollando un proyecto de investigación titulado, "Comportamiento Sísmico de Viviendas con Muros de Concreto", patrocinado por la empresa CEMEX Concretos, donde la parte experimental se lleva a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED.

El presente trabajo se centra en estudiar la influencia del acero refuerzo distribuido en el comportamiento de muros de concreto, con base en los resultados de los ensayos ante carga lateral cíclica creciente en los dos muros de concreto normal (cuando se realiza ensayos estándares como el revenimiento) con refuerzo igual a 57% y 114% de la cuantía mínima de las Normas. Estos ensayos pertenecen a la **sub-etapa I-b** del proyecto mencionado (ver tabla 1).

Tabla 1. Estado del proyecto

Nro. de muro	Etapa	Sub-etapa	Material	Esfuerzo vertical	Relación H/L	Refuerzo (% min)	Tipo de carga Lateral
1	I	a	CN 150	2.5	1.0	0	M
2						50	O
3						100	N
4			CC150			0	O
5						50	T
6						100	O
7			CA 150			0	N
8						100	O
9	I	b	CN 150	2.5	1.0	50	C
10						100	Í
11			CA150			50	C
12						100	L
13			CC150			50	I
14						100	C
15			Muro # 11 rehabilitado(CA)			50	0
16			Muro # 9 rehabilitado(CN)			50	
17	I	c	CN 150	2.5	0.5	100	C
18					2.0		Í
19			CC 150		0.5		C
20					2.0		L
21			CA 150		0.5		I
22					2.0		C
23			CN150		0.5	50	0
24					2.0		
25			CC150		0.5		
26					2.0		
1	I	d	CN,CC,CA	Ensaye en mesa vibradora			

Los objetivos del estudio son:

- Evaluar el comportamiento de los muros de concreto armado en la vivienda en México, por medio de la construcción y ensaye de modelos a escala natural en el laboratorio de estructuras grandes CENAPRED.
- Estudiar el comportamiento de los muros de concreto armado a escala natural, de espesor de 0.10 m y de cuantías bajas, cuando son sometidos a cargas horizontales cíclicas crecientes en su plano.
- Comparación de los comportamientos de los muros de concreto normal, ante cargas laterales cíclicas y monótonas.
- Discutir los resultados comparando con ensayos experimentales, códigos y expresiones que tratan de predecir la resistencia al cortante de muros de concreto armado
- Evaluar la contribución del acero de refuerzo horizontal y vertical a la resistencia, capacidad de deformación y rigidez de los muros ensayados, así mismo de la factibilidad del uso de muros de concreto armado con cuantías menores a las mínimas dada en las normas.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los sistemas estructurales a base de muros de concreto, la filosofía del diseño por cortante en muros de concreto y brevemente, las investigaciones realizadas así como las normas de diseño más conocidas.

1.2. SISTEMA ESTRUCTURAL A BASE DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

Los sistemas constructivos a base de muros de carga de concreto representan una opción de solución más conveniente que la mampostería para construcciones de vivienda económica unifamiliar ó multifamiliar construida a gran escala, y en general, para construcciones de baja a mediana altura (ver figura 1.1).



Figura 1.1 Viviendas económicas multifamiliares

Los muros de concreto son utilizados frecuentemente en zonas de moderado a alto peligro sísmico como elementos para resistir la carga lateral. Debido a su alta rigidez, los muros cumplen la doble función de controlar los desplazamientos de la estructura y resistir la carga lateral en sistemas estructurales formados por marcos de concreto o acero. Cuando los muros no forman parte integral de los marcos, es importante considerar las deformaciones asociadas a cada sistema estructural en la estimación de la resistencia ya que regularmente la deformación correspondiente a la máxima resistencia de los marcos es mayor en comparación a los muros. La resistencia y rigidez lateral de un muro de concreto son, en términos generales mayores a un muro de adobe y de mampostería (ver figuras 1.2 y 1.3).



Figura 1.2 Viviendas construidas con adobe, colapso de las viviendas con adobe ante un evento sísmico, reforzamiento de viviendas de adobe.



Figura 1.3 Construcciones de viviendas con mampostería, falla de muros de mampostería en un evento sísmico

El comportamiento de estructuras durante algunos sismos intensos recientemente ha demostrado el buen funcionamiento de edificios rigidizados mediante muros de concreto, cuya función es resistir cargas verticales y laterales evitando deformaciones excesivas de la estructura (ver figura 1.4). Las fallas catastróficas observadas en algunos casos han sido causadas por defectos de estructuración y no son intrínsecas al sistema estructural resistente, más bien indican que estas construcciones han escapado a un análisis y diseño cuidadoso.

Se debe tener conciencia de que ante solicitaciones extraordinarias la estabilidad de la estructura dependerá de su capacidad para deformarse inelásticamente.

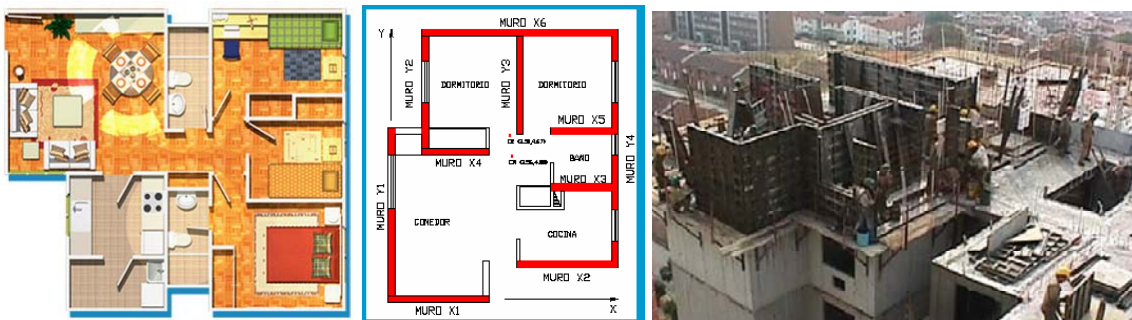


Figura 1.4. Planeamiento, estructuración y construcción de viviendas con muros de concreto armado

1.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO POR CORTE Y NORMAS

La filosofía de diseño del código ACI 2002 (“Building code requirements for structural concrete (ACI-318-02) and commentary (ACI-318R-02)”) mantiene un enfoque hacia el diseño por resistencia. Por su parte, en el diseño por desempeño, se pone un mayor énfasis en la capacidad de deformación del sistema. El diseño por desempeño ha mantenido la tendencia de aplicarse a sistemas que presentan fallas en flexión. A la fecha, no existe ninguna metodología de diseño que correlacione en forma adecuada el diseño por resistencia con el diseño por desempeño para sistemas que presentan falla en cortante. En la metodología de diseño del UBC, los factores de reducción constantes que se recomiendan en el diseño por resistencia no son consistentes con las deformaciones máximas recomendadas en el diseño por desempeño (Kowalsky, 2001). Una metodología más consistente entre el diseño por resistencia y el diseño por desempeño sería el empleo de factores de reducción por comportamiento variables en función del nivel de daño y del comportamiento esperado del sistema.

Debido a que los mecanismos de falla por cortante implican en muchas de las ocasiones una falla frágil y comportamiento inestable, la filosofía del ACI 2002 es evitar este tipo de falla en el diseño de los muros. La formulación que se presenta en el ACI 2002 está enfocada a obtener fallas del tipo dúctil mediante el comportamiento principalmente a flexión. Con base en lo anterior, es importante conocer las variables que influyen en el comportamiento tanto a cortante como a flexión de los muros para establecer una metodología que permita estimar razonablemente el comportamiento esperado del muro. En la medida que se logra mejorar la predicción del comportamiento, se incrementa la seguridad estructural (Sánchez, 2002).

De acuerdo con el ACI 2002, la resistencia nominal a cortante de un muro está dada por la contribución del concreto (V_c) y la contribución del refuerzo horizontal (V_s). En la ecuación para estimar V_c se intenta predecir la resistencia que causa el agrietamiento diagonal en un muro de concreto. Los valores de V_c han sido obtenidos de la observación de pruebas experimentales. Para la contribución del concreto, se reconoce un incremento de la resistencia a cortante en muros de baja relación de aspecto (H/L). Para muros esbeltos se utiliza un criterio similar al empleado para vigas.

La formulación recomendada en el reglamento ACI 2002 para determinar la resistencia a cortante de muros de concreto, aunque es bastante práctica, carece de una buena precisión cuando se compara con resultados experimentales (Cárdenas et al., 1973). Las incertidumbres que se presentan empleando dicha formulación, el ACI 2002 las considera estableciendo un factor de reducción de resistencia bajo ($\phi = 0.6$). Este factor de reducción podría ser muy conservador. Cuando se espera, la presencia de una falla por flexión, en el ACI 2002 se reconoce que existe un mayor conocimiento del comportamiento del elemento y recomienda utilizar un factor de reducción mayor ($\phi = 0.9$).

El código del Instituto Americano del concreto (ACI), el código llega a referirse al cortante en muros de concreto en dos secciones. En el Capítulo 11 (cortante y torsión), propone expresiones para el caso de cargas gravitacionales, y en el capítulo 21, se refiere al diseño ante cargas inducidas por sismos, considera que la resistencia nominal a cortante de una sección transversal de un muro se obtiene sumando la contribución del concreto V_c y la contribución del acero V_s .

$$V_n = V_c + V_s \quad (1.1)$$

El código considera que la contribución del concreto V_c es la misma, independientemente de si el elemento cuenta o no con el acero de refuerzo horizontal y se basa en la expresión empírica (en libras).

$$V_c = 2\sqrt{f'_c}t(0.8L) \quad (1.2)$$

donde f'_c es la resistencia a compresión del concreto en psi, t es el espesor del muro en pulgadas, y $0.8L$ el peralte efectivo también en pulgadas, siendo L la longitud del muro. Esta expresión es función de la resistencia a tensión del concreto, expresada por la raíz cuadrada de f'_c , y proviene de resultados experimentales de vigas de concreto armado sin refuerzo transversal que fallaron por tensión diagonal.

Para la contribución del acero de refuerzo, V_s a la resistencia al corte, se utiliza la analogía de la armadura suponiendo un ángulo de inclinación de los puntales de compresión de 45° y que el 100° del acero de refuerzo horizontal del muro fluye al alcanzar la resistencia.

$$V_s = \frac{A_v f_y (0.8L)}{s} \quad (1.3)$$

donde A_v es el área de las barras de refuerzo horizontal, f_y es su esfuerzo nominal de fluencia, y s su separación. Con respecto al acero de refuerzo distribuido verticalmente en el alma, el ACI reconoce su participación en la resistencia al corte para muros con relación de aspecto baja, e inclusive indica que para esta condición, el refuerzo horizontal se vuelva menos efectivo. Sin embargo, este hecho no se toma en consideración para el cálculo de resistencias. Propone que cuando la relación de aspecto del muro, H/L , sea menor que 2.5, la cuantía de refuerzo vertical debe ser al menos calculada con la expresión siguiente:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (1.4)$$

donde ρ_v y ρ_h son las cuantías vertical y horizontal respectivamente. Con respecto al acero mínimo, se recomienda una cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical de 0.0025. Este número proviene de suponer el caso extremo, que luego del agrietamiento diagonal, el concreto ya no tome más cortante ($V_c=0$), y las barras de acero horizontal fluyan y tomen el 100% del cortante que el concreto se encargaba de resistir hasta ese momento.

En el Capítulo 21 la resistencia nominal a cortante, para diseño por sismo esta dado por la expresión siguiente:

$$V_n = tL \left(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_h f_y \right) \quad (1.5)$$

En la ecuación 1.8 se presenta la contribución del concreto en el primer término y la contribución del acero horizontal en el segundo término dentro del paréntesis. El valor de α_c toma en cuenta el aumento de resistencia diagonal de muros con relaciones de aspecto bajas; así, $\alpha_c = 3$ para $H/L \leq 1.5$ y es igual a 2 cuando $H/L \geq 2$, pudiéndose interpolar linealmente para casos intermedios. La contribución del acero de refuerzo se calcula con la analogía de la armadura, tomando en cuenta un ángulo de inclinación de los puntales de 45° y suponiendo que todo el acero de refuerzo horizontal fluye en el momento en que se alcanza la carga máxima.

En resumen, el código ACI divide en dos la resistencia nominal a cortante de muros de concreto: la contribución del acero de refuerzo por medio de la analogía de la armadura y la contribución del concreto en tensión diagonal, ya sea utilizando expresiones empíricas o calculadas analíticamente (en realidad, las expresiones calculadas “analíticamente” siempre contienen correcciones empíricas).

El enfoque del ACI tiene la ventaja de ser bastante sencillo, aunque tiene algunos problemas conceptuales. Por ejemplo, supone que en el momento de la carga máxima, se dan simultáneamente la falla por tensión diagonal en el alma del muro y la fluencia de las barras de refuerzo horizontal.

Además, existe una contradicción en la expresión dada para evitar una falla por compresión diagonal en el concreto comprimido, ya que ésta no se hace dependiente de la resistencia a compresión, como sería lógico sino de la de tensión.

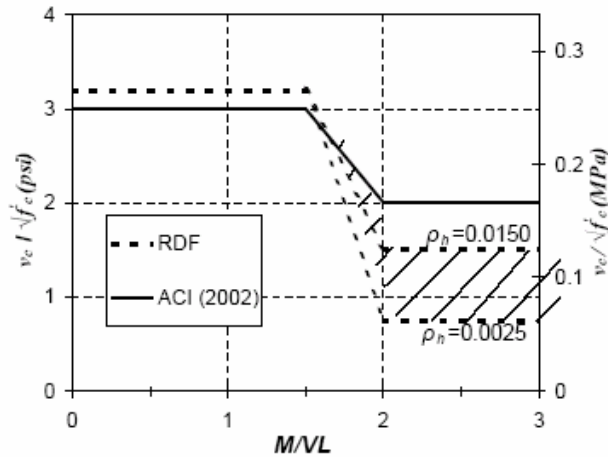


Figura 1.5 Contribuciones del concreto según el reglamento RCDF y el ACI

En la figura 1.5 en la parte sombreada representa la variación de la contribución del concreto con respecto al refuerzo horizontal dada en la ecuación 1.7.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), se basa en las mismas hipótesis que el código del ACI. Considera que el concreto contribuye a la resistencia suponiendo una falla por tensión diagonal; supone que todas las barras de acero de refuerzo horizontal fluyen en el momento de la carga máxima y su contribución se toma en cuenta mediante la analogía de la armadura con puntales inclinados a 45°, considera un límite de resistencia nominal para evitar una falla por compresión diagonal en los puntales de concreto que es función de la resistencia a tensión del concreto; y, toma en cuenta la contribución del concreto para muros con relación de aspecto (H/L) baja. La contribución del concreto V_c es calculado mediante las siguientes expresiones (en kg):

$$\text{Cuando: } \frac{H}{L} < 1.5 \quad V_c = 0.85.F_R \sqrt{f'c}.tL \quad (1.6)$$

$$\text{Cuando: } \frac{H}{L} \geq 2.0 \quad (1.7)$$

$$\text{si } \rho < 0.015 \quad V_c = F_R.tL(0.2 + 20\rho)\sqrt{f'c}.$$

$$\text{si } \rho \geq 0.015 \quad V_c = 0.5.F_R.tL\sqrt{f'c}.$$

donde ρ es la cuantía de refuerzo horizontal, $f'c$ está en kg/cm^2 , L, H y t son respectivamente, la longitud, la altura y el espesor del muro en centímetros. El peralte efectivo del muro se tomará igual a $0.8L$. Para valores intermedios de relación de aspecto (H/L) se puede interpolar linealmente. De la ecuación 1.7 se desprende que la resistencia del concreto para muros esbeltos depende directamente de la cuantía de acero de refuerzo horizontal, hecho que no destaca el código ACI.

Este reglamento es conservador respecto al Código ACI en relación con las expresiones para el cálculo de V_c para muros esbeltos, tiene dos razones. Primero, la contribución del concreto se vuelve más importante a medida que aumenta la cuantía de refuerzo horizontal, siendo, en todos los casos, menor que la recomendada por el ACI; para muros con cuantías mínimas de refuerzo horizontal, el aporte del concreto resulta en valores menores que la mitad de los calculados con la

ecuación 1.5 del ACI. En segundo lugar, el RDF relaciona V_c con el peralte efectivo “d” del muro, mientras que el ACI lo relaciona con la longitud L.

Para considerar la contribución del acero de refuerzo a la resistencia al corte se utiliza la analogía de la armadura, de la misma manera que en el capítulo 21 del ACI. Finalmente, se limita la resistencia nominal a cortante con la expresión (en kg).

$$V_n \leq 2\sqrt{f'c}tL \quad (1.8)$$

Para el detallado del acero de refuerzo, el reglamento RCDF considera el problema de la misma manera que considera el Código del ACI, tomando como límite la cuantía de acero horizontal a 0.0025.

El Código Europeo (Eurocode EC2 y EC8), no considera factores de reducción de las resistencias a comparación del RCDF y el ACI, para tomar en cuenta las incertidumbres en el cálculo y en la construcción. Pero sí maneja factores de reducción de las resistencias de los materiales.

El Eurocode EC8 es el reglamento que controla el diseño de estructuras en regiones sísmicas. En este reglamento se diferencia claramente el diseño de muros dependiendo de su desempeño esperado. Se define entonces muros de comportamiento dúctil elevado (DCH), muros de comportamiento dúctil moderado (DCM) y muros de comportamiento dúctil bajo (DCL). Para muros DCL se deberán usar las expresiones dadas en el EC2, y para muros DCM las correspondientes a muros DCH, con restricciones más relajadas en el detallado del acero.

Al igual que los reglamentos discutidos anteriormente, se divide la resistencia al corte en la contribución del concreto y del acero de refuerzo. La contribución del concreto depende solamente de su resistencia a la tensión y se calcula con la siguiente expresión (en kN).

$$V_c = 0.15\sqrt{f'c}tL \quad (1.9)$$

Esta ecuación 1.9 se puede usar sólo si la carga axial es mayor que $0.10tL\sqrt{f'c}$, si la carga axial es menor que este valor no se considera la contribución del concreto a la resistencia. La ecuación 1.9 da valores muy cercanos a los calculados utilizando la expresión correspondiente a muros esbeltos del código ACI. Al comparar las ecuaciones 1.9 y la ecuación 1.5 podemos ver que el Eurocode EC8 es más conservador que el ACI para el caso de muros robustos, y, en general, bastante más conservador cuando se trata de muros con carga axial baja, es decir para viviendas de poca altura.

Para hallar la contribución del acero de refuerzo se utiliza la analogía de la armadura con un ángulo de 45° mediante la expresión siguiente:

$$V_s = \frac{A_v f_y (0.9d)}{s} \quad (1.10)$$

donde 0.9d representa el brazo de palanca entre las cuerdas de las armadura y d es 0.8L.

Al igual que el código ACI y el reglamento RCDF, la cuantía mínima de refuerzo recomendada es de 0.0025.

Finalmente, para prevenir la falla de muros por compresión diagonal, se limitan los esfuerzos de compresión de los puntales de concreto en las zonas críticas con la expresión siguiente:

$$V_c + V_s \leq 0.20 f_{cd} tL \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} \quad f_{ck} \approx 0.9 f'c \quad (1.11)$$

donde f_{cd} es la resistencia a compresión de diseño. Una diferencia importante entre el Eurocode EC8 y los reglamentos ACI y RCDF es la exigencia del cálculo explícito de la resistencia al deslizamiento. Se consideran tres mecanismos resistentes: la resistencia brindada por el acero vertical actuando como dovela; la resistencia que aporta el acero diagonal; y la resistencia debida a la fricción. Para muros robustos, con $H/L \leq 2$, se sugiere que por lo menos el 50% de la resistencia al corte total en la base del muro provenga del acero diagonal (Salonikios y otros indican que las expresiones para el cálculo de la resistencia al deslizamiento son bastante conservadoras, sobre todo para muros robustos).

El Eurocode maneja algunos conceptos distintos a los discutidos en las secciones correspondientes a los reglamentos de Norteamérica. El ACI y el RCDF utilizan un límite superior dependiente de la resistencia a tensión del concreto para así evitar fallas por compresión diagonal y deslizamiento; el EC8 en cambio, toma en cuenta directamente la falla por deslizamiento y limita el cortante resistente para que no se produzca una falla por compresión diagonal en los puntales de concreto.

El ACI y RCDF consideran un aumento en la contribución del concreto para muros robustos, punto que el Eurocode no toma en cuenta; sin embargo, este último acepta una mayor contribución del acero de refuerzo vertical en la resistencia a corte de muros robustos ($H/L < 1.3$). Por lo que el Eurocode se distancia más de otros reglamentos ya que considera el desempeño esperado en el diseño de los muros.

Para estructuras ubicadas en regiones no sísmicas se utilizan las recomendaciones dadas en el Eurocode 2 (EC2). Al igual que los códigos ACI y RCDF, considera la contribución del concreto y del acero de refuerzo horizontalmente a la resistencia al corte. La contribución del concreto en tensión diagonal está dada por la siguiente expresión (en kN):

$$V_c = \left[0.06 \sqrt{f'c} (1.2 + 40 \rho_v) + 0.15 \frac{N}{tL} \right] t(0.8L) \quad (1.12)$$

donde ρ_v representa la cuantía de acero vertical en tensión. Aunque no se considera un aumento de la resistencia para muros robustos, sí se considera el aumento de la resistencia con la carga axial y, adicionalmente, relaciona directamente la resistencia al corte por tensión diagonal con la cuantía de refuerzo vertical.

También se proporciona una expresión para tomar en cuenta la contribución del acero de refuerzo diagonal en la resistencia, y, finalmente, una segunda expresión opcional para el cálculo de la contribución del acero de refuerzo convencional en muros con relación de cortante menor que 1.3, dada por expresión siguiente:

$$V_s = \left[\rho_h \left(\frac{M}{VL} - 0.3 \right) + \rho_v \left(1.3 - \frac{M}{VL} \right) \right] f_y t(0.8L) \quad (1.13)$$

Para evitar fallas por compresión diagonal se proporciona el siguiente límite para la resistencia calculada (en kN):

$$V_c + V_s \leq \frac{1}{2} v f_{cd} t (0.9d) \quad v = 0.7 - \frac{f'c}{200} \geq 0.5 \quad f_{cd} = \frac{f'c}{1.5} \quad (1.14)$$

donde f_{cd} es la resistencia a compresión de diseño. Estas expresiones provienen de suponer que los muros se pueden modelar utilizando el método de puntales y tensores (MPT), donde el esfuerzo de compresión máximo que pueden tomar los puntales está dado por $v f_{cd}$. El valor de v es función de la inclinación y separación de las grietas, las deformaciones de tensión en el refuerzo horizontal, y la deformación longitudinal en el alma (ASCE-ACI, 1998); de manera simplificada, el factor de efectividad v es el presentado en la ecuación 1.14. Esta expresión es distinta a la dada por el ACI y el RCDF, cuyo límite por compresión diagonal es función de la resistencia a tensión del concreto.

1.3. INVESTIGACIONES ANTERIORES

Es válido decir que todavía existen incertidumbres en el comportamiento de muros de concreto que presentan una falla por cortante asociada a la tensión diagonal. Debido a lo anterior, en las últimas décadas, se han realizado estudios tanto analíticos como experimentales enfocados a tratar de determinar las variables que influyen en el comportamiento.

En algunos estudios analíticos se han tratado de desarrollar modelos para estimar con mayor exactitud la resistencia de muros de concreto con falla en cortante. Los modelos se han calibrado con resultados de pruebas experimentales en muros de concreto (Hernández y Zermeño, 1980, Wood, 1990, Leiva y Montaña, 2001, Hwang et al., 2001, Sánchez, 2002).

Hernández y Zermeño (1980), el modelo se calibró con el resultado de 31 muros de sección rectangular. Ocho muros fueron sin columnas en los bordes y 23 muros con columnas en los bordes. Ha puesto mayor énfasis en el comportamiento de muros con relación $M/VL \leq 2$. Para muros con relación M/VL baja, el ajuste de las expresiones propuestas por Hernández y Zermeño es mejor que el presentado en el ACI 2002, sin embargo, se presenta una sobreestimación de la resistencia en la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo horizontal.

De los resultados experimentales se puede concluir que para muros esbeltos, la resistencia V_c recomendada por el ACI 2002 es razonable, sin embargo, para muros robustos, $M/VL \leq 1$, la resistencia V_c recomendada por el ACI 2002 es conservadora. Además Hernández y Zermeño, mantienen la misma expresión para V_s y proponen un incremento de la resistencia V_c para muros robustos. La ecuación que recomiendan para estimar V_c sin la contribución de la carga axial es:

$$V_c = \left[6 - 1.1 \left(\frac{M}{VL} \right)^2 \right] \sqrt{f'c} \geq 2 \sqrt{f'c} \quad (1.15)$$

y la ecuación que recomienda para estimar V_s , es :

$$V_s = \rho_h f_{yh} \left(\frac{M}{VL} - 0.25 \right) + \rho_v f_{yv} \left(1.25 - \frac{M}{VL} \right) \quad (1.16)$$

Considera la contribución del refuerzo horizontal y vertical en la falla por corte. En la figura 1.6 se muestra la comparación de las expresiones dadas por Hernández y Zermeño versus el ACI, considerado para zonas sísmicas.

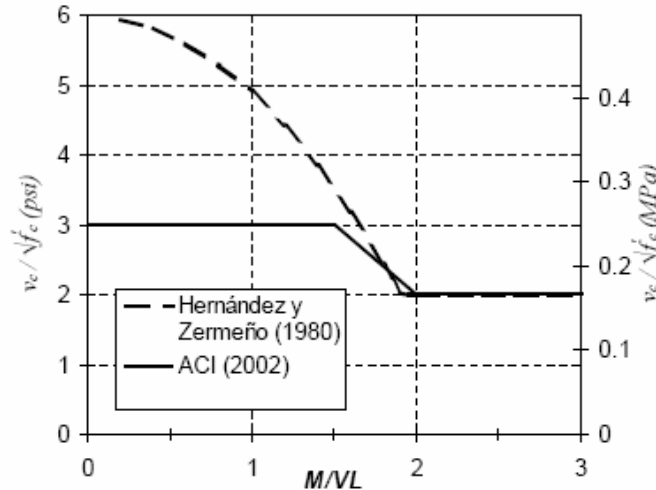


Figura 1.6 Contribución del concreto del modelo de Hernández y Zermeño y del ACI

Wood (1990), calibró sus ecuaciones propuestas con el resultado de 143 muros. La mayoría de los muros considerados fueron con columnas en los bordes. Aproximadamente un 13% de los muros fueron de sección rectangular sin columnas en los bordes. Con respecto de $M/VL \leq 2$, para obtener un límite inferior de la resistencia al cortante de muros robustos. Wood no considera la contribución del acero de refuerzo y propone que la resistencia al corte mínima este dada por la siguiente ecuación:

$$V_n = 6\sqrt{f'_c} \quad (1.17)$$

En el caso de considerar el refuerzo vertical, Wood propone otra expresión donde considera cortante-fricción:

$$V_n = \frac{A_{vf} f_y}{4A_{cv}} \leq 10\sqrt{f'_c} \quad (1.18)$$

donde A_{vf} es el área total de refuerzo vertical, incluyendo el de los bordes en caso de existir columnas extremas, y A_{cv} es el área de la sección transversal del muro. Wood desarrolló estos criterios ya que, utilizando la base de datos ya descrita, comprobó que la expresión dada en el capítulo 21 del ACI (ec. 1.8) subestima la resistencia al corte de muros con refuerzo bajo y sobreestima aquella de los muros con más de 1.5 veces la cuantía mínima recomendada de 0.0025.

Leiva y Montaña (2001), ensayó 43 muros de concreto de sección rectangular y sin columnas en los bordes para ajustar sus expresiones, para ello proponen un modelo que considera por separado la contribución del refuerzo horizontal y del concreto. En el modelo se considera que sólo el 70% del refuerzo horizontal contribuye a la resistencia a cortante. De acuerdo con este modelo, se presenta

una degradación de la resistencia al corte del concreto debido a la demanda de deformaciones no lineales. La demanda de deformaciones no lineales es evaluada mediante la ductilidad de curvatura alcanzada al instante de la falla. Cuando el muro falla por corte antes de presentarse cualquier fluencia, el valor para considerar la ductilidad de curvatura es igual a 0.90. La resistencia a cortante de un muro de concreto se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s = 7.54 \left[1 + 10 \frac{M}{M_n} \rho_{flex} \right] H \left(\frac{M}{VL} \right) f(\mu_\phi) \sqrt{f'_c} t d + \alpha \left(\frac{A_{sh}}{sb} f_y t d \right) \quad (1.19)$$

Donde M_n es el momento de flexión nominal de la sección crítica, M el momento actuante en la falla, α es el factor de efectividad del refuerzo horizontal igual a $0.7H (M/VL)$ es un factor que considera un aumento de la contribución del concreto en la resistencia para muros robustos, y $f(\mu_\phi)$ es el factor que disminuye la contribución del concreto al aumentar la ductilidad de curvatura μ_ϕ .

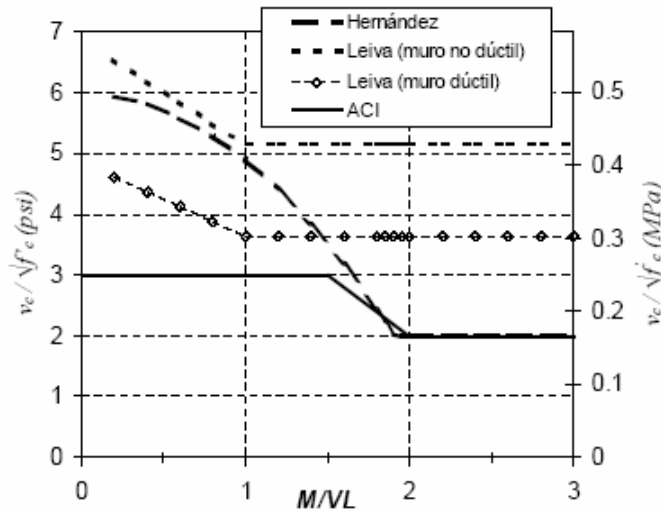


Figura 1.7 Contribución del concreto de los modelos de Hernández, Leiva y el ACI

En la figura 1.7 se grafica la contribución del concreto de la ec. 1.19 junto con las expresiones correspondientes al capítulo 21 del ACI y al método de Hernández y Zermeño. Para este cálculo se supuso que; la falla por corte se produce a un 50% del cortante correspondiente a la resistencia a flexión, es decir, $M/M_n = 0.5$; las deformaciones del muro fueron predominantemente de corte, con una ductilidad de curvatura igual a 1.5 y $f(\mu_\phi) = 0.85$; una cuantía de refuerzo vertical total de 0.015. Paralelamente, se considera un muro con una mayor contribución de deformaciones por flexión: ductilidad de curvatura de 4 y $M/M_n = 1$.

En la figura 1.7 se observa que el modelo de Leiva y Montañó considera valores de la contribución del concreto mayores que los modelos anteriores, para el muro con deformaciones dominantes de corte, y considera una degradación importante en esta contribución para muros con deformaciones por flexión importantes. No obstante este hecho, en el último caso la contribución del concreto es siempre mayor que la recomendada por el ACI.

El modelo propuesto por Leiva y Montañó ajusta razonablemente bien con los resultados experimentales, sin embargo, la metodología sugerida no es muy práctica para fines de diseño.

Cuando ductilidad de la curvatura es pequeña y la cuantía de refuerzo horizontal es grande, con este modelo se podría sobreestimar la resistencia a cortante.

Hwang(2001), propone un modelo de puntales y tensores para predecir la máxima resistencia a cortante. El modelo propuesto tiene su origen en el equilibrio de la sección agrietada del concreto. Para muros de concreto sin columnas en los bordes, la predicción de la resistencia resultó adecuada. Para muros con columnas en los bordes, la resistencia obtenida empleando el modelo tiende a ser conservadora. Al igual que el modelo propuesto por Leiva y Montañó, la metodología que se propone en este modelo no es práctica.

Sánchez (2002), recientemente desarrolló un modelo en el Instituto de Ingeniería de la UNAM para estimar la resistencia máxima de muros de concreto que presentan una falla por cortante. En el modelo se considera la contribución de la resistencia a cortante del concreto y la contribución de las cuantías de refuerzo horizontal (ρ_{hor}) y vertical (ρ_{ver}). Aunque es el más completo y el que muestra menos variabilidad al ser evaluado con resultados experimentales, se basa, en gran medida, en expresiones empíricas.

Este modelo estima la envolvente de respuesta de muros de concreto con falla por corte en tensión diagonal. De esta manera, se dan expresiones para el cálculo de resistencias y distorsiones en diferentes puntos de la curva carga-distorsión (ver figura 1.8). El modelo propuesto se compone de una envolvente tri-lineal definida por: carga de agrietamiento diagonal (punto A), carga máxima (punto B) y carga última (punto C).

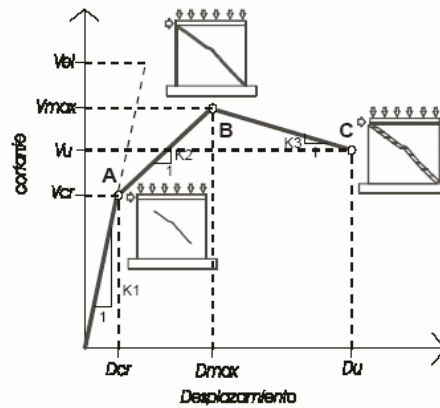


Figura 1.8 Envolvente para el caso de falla por tensión diagonal.

Considera que la rama inicial termina al presentarse una grieta diagonal principal por tensión diagonal (punto A). En esta primera rama se incluyen todas las pequeñas pérdidas de rigidez del muro ocasionadas por los agrietamientos de flexión que se presentan al inicio de la aplicación de la carga, resultando una rigidez K_1 .

En la segunda rama, la rigidez disminuye a K_2 y el refuerzo horizontal comienza a trabajar de manera más efectiva. Al final de esta rama, la grieta por tensión diagonal penetra en los bordes de las secciones localizadas en los extremos superior e inferior del muro, (punto B). Finalmente, en la rama de descarga, se presenta una pérdida de resistencia. El agrietamiento inclinado reduce la resistencia de los bordes y la falla del muro se presenta cuando la resistencia disminuye 20% (punto C).

Se considera que al aumentar la relación de cortante y mejorar el detallado del refuerzo transversal en los bordes del muro, la pendiente K3 se vuelve más suave; también, a mayor cuantía de refuerzo horizontal mayor ductilidad.

El esfuerzo cortante promedio, v_{CR} , y la distorsión en el agrietamiento diagonal, R_{CR} (punto A) se definen de la siguiente manera (en MPa):

$$v_{CR} = [\alpha_{CR} + (\beta_{CR} - \gamma_{CR})\rho_h f_y] \sqrt{f'c} \quad (1.20)$$

$$R_{CR} = \alpha + \beta \quad (1.21)$$

Donde RCR es la distorsión en porcentaje, y representa la relación entre el desplazamiento horizontal en la parte superior del muro y su altura. Si $\rho_v f_y = 0$, el término β se multiplica por la expresión $\rho_h f_y$; si $\rho_v f_y \neq 0$, el término β se multiplica por la expresión $\rho_h f_y - \rho_v f_y$. Los valores de α_{CR} , β_{CR} , γ_{CR} , α , β se presentan en la figura 1.9. La resistencia y distorsión de agrietamiento dependen de la relación de cortante, M/VL , la resistencia a tensión del concreto, y las cuantías de refuerzo, tanto horizontal como vertical

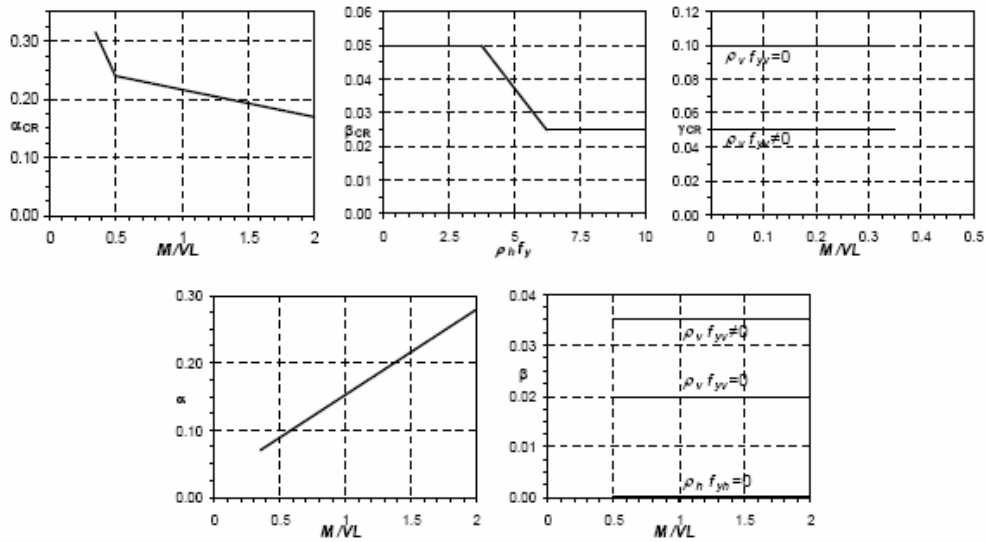


Figura 1.9 Valores de α_{CR} , β_{CR} , γ_{CR} , α , β

La expresión para el cálculo del esfuerzo cortante promedio máximo, v_m , que toma en cuenta las conocidas aportaciones del concreto y del acero horizontal, es la siguiente (en MPa):

$$v_m = \alpha_m \left(1 + \frac{\sigma_a}{20} \right) F_e \sqrt{f'c} + \gamma_m \rho_m f_{yh} \quad (1.22)$$

donde σ_a es el esfuerzo axial de compresión y los coeficientes α_m , F_e , γ_m se obtienen de la figura 1.10. El primer sumando de la parte derecha de la ecuación 1.22 representa la contribución del concreto, esta componente es función de la resistencia a tensión del concreto y del nivel de carga axial. Además, se considera que la contribución del concreto a la resistencia máxima depende de la

distorsión alcanzada por el muro, mediante el factor α_m , y de la cuantía de refuerzo vertical, mediante el factor F_e . Para valores de M/VL menores que 0.5, el factor α_m se debe multiplicar por la constante 1.33. El factor F_e toma en cuenta la posibilidad de que el espesor de la grieta inclinada pueda aumentar debido a las deformaciones de fluencia del refuerzo vertical, cuando éste resulta en cuantías de refuerzo bajas.

El segundo término de la ecuación 1.22 es la contribución del acero de refuerzo horizontal por medio de la analogía de la armadura, con una efectividad de fluencia de las barras de refuerzo horizontal menor que el 100%; mientras el modelo de Leiva trabaja con una eficiencia constante del 70%, este modelo propone una variación con respecto de la cantidad del acero horizontal colocado (ver factor γ_m en figura 1.10).

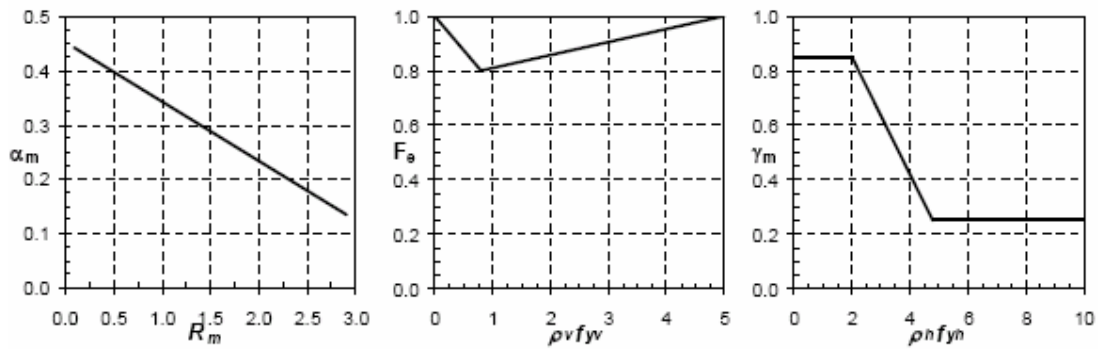


Figura 1.10 – Valores de α_m , F_e y γ_m

En la medida que el muro desarrolla mayor distorsión, la resistencia disminuye. El nivel de distorsión depende principalmente de la relación M/VL ; a medida que esta relación aumenta, también lo hace el nivel de distorsión. La distorsión, R_m , cociente entre la deformación horizontal en la parte superior del muro en el momento de la carga máxima y la altura del muro, se define como (esfuerzos en MPa; R_m en porcentaje, los coeficientes α , β , γ , δ se pueden obtener de la figura 1.11):

$$R_m = \frac{\alpha}{\left(\frac{H}{L}\right)^2} + \beta - \gamma(\rho_v f_y) + \delta(\rho_h f_y) \quad (1.23)$$

Finalmente, se define la resistencia última como el 80% de la resistencia máxima. La distorsión asociada a este punto depende principalmente de la relación M/VL . Las otras variables que afectan el nivel de distorsión última son las cuantías de refuerzo y el nivel de carga axial. La expresión correspondiente es la siguiente (esfuerzos en MPa):

$$R_u = \alpha_u - \beta_u \rho_v f_y + \left(\frac{M}{VL} - 0.08 \sigma_a - 0.43 \right) \gamma_u \delta_u f_a \quad (1.24)$$

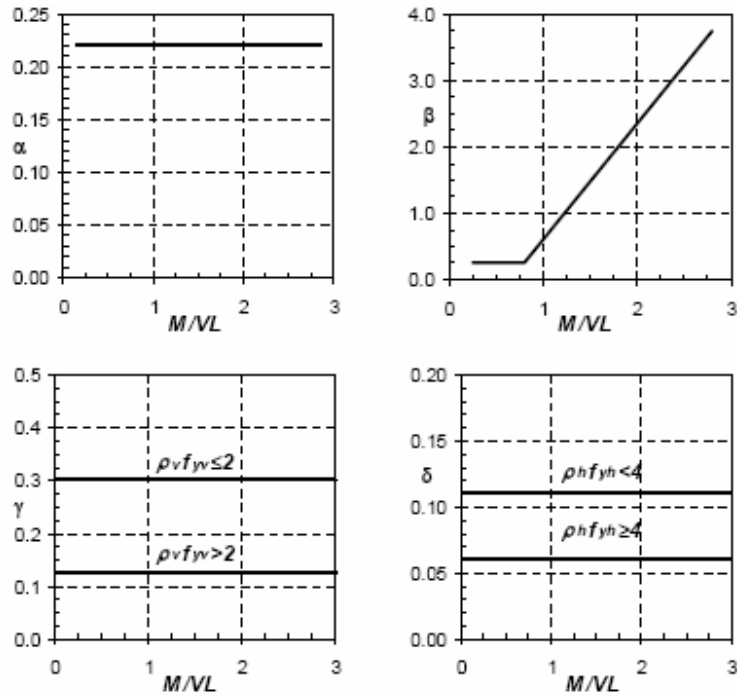


Figura 1.11 – Valores de α , β , γ , δ

Las expresiones que definen los coeficientes β_u , γ_u , f_a se presentan a continuación, y los valores de los coeficientes α_u , δ_u se presentan en la figura 1.12.

$$\beta_u = \begin{cases} 0.14 & \text{si } \rho_h f_{yh} = 0 \\ 0 & \text{si } \rho_h f_{yh} > 0 \end{cases} \quad \gamma_u = \begin{cases} \rho_v f_{yv} & \text{si } M/VL < 0.35 \\ \rho_h f_{yh} & \text{si } M/VL \geq 0.35 \end{cases} \quad f_a = \begin{cases} 1.4 & \text{si } \rho_h / \rho_v < 0.6 \\ 1.0 & \text{si } \rho_h / \rho_v \geq 0.6 \end{cases}$$

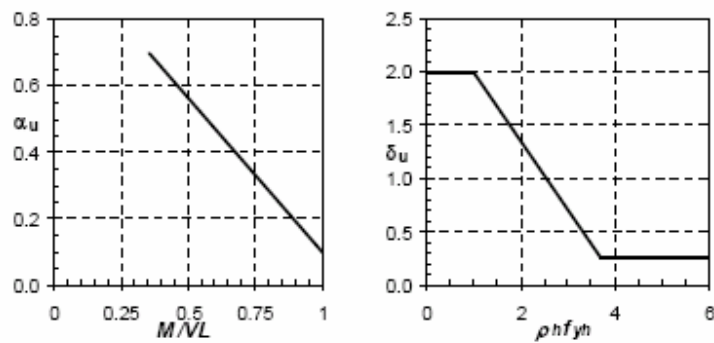


Figura 1.12 – Valores de α_u y δ_u (f_y en MPa)

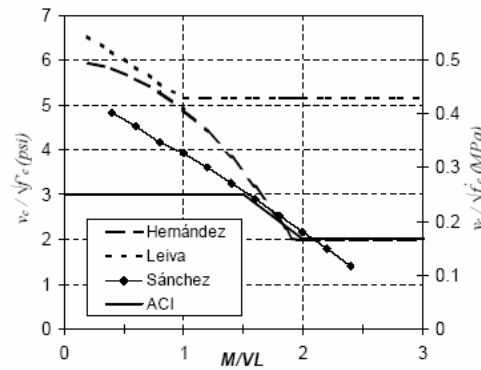


Figura 1.13 Contribución del concreto de los modelos de Hernández, Leiva, Sánchez y el ACI

En el método de Sánchez se utiliza una gran cantidad de parámetros empíricos, y es el que ajusta mejor con los resultados experimentales. Este método proporciona bases para tratar de entender el comportamiento de muros de concreto con respecto a su capacidad de deformación.

Para un valor de F_e igual a 0.82, correspondiente a una cuantía de refuerzo distribuido vertical baja de 0.003, y un valor de σ_a de 0.4 MPa, correspondiente a una edificación de pocos niveles, se grafica la contribución del concreto a la resistencia, para diferentes valores de M/VL (ver figura 1.13). Se compara con las curvas correspondientes a las contribuciones del concreto a la resistencia máxima según el capítulo 21 del código ACI, el modelo de Hernández y Zermeño y el modelo de Leiva (se supone $M/VL=H/L$).

El modelo de Sánchez tiene la misma tendencia de aumentar la contribución del concreto a la resistencia para muros robustos, más allá de los valores recomendados por el ACI; sin embargo esta diferencia no es tan drástica como la de los otros métodos, al menos para muros con cuantías de refuerzo y carga axial bajas.

Este modelo nunca toma en cuenta una efectividad del 100% de la fluencia de las barras horizontales en el cálculo del esfuerzo cortante máximo; en la figura 1.10 se observa que la eficiencia disminuye drásticamente al aumentar la cuantía de refuerzo horizontal, hasta un valor cercano al 25% de eficiencia para cuantías de refuerzo de 0.01 (suponiendo un f_y de 4,200 kg/cm²).

Sánchez también propone una expresión para calcular la rigidez de agrietamiento inicial de los muros utilizando las expresiones para el cálculo de la carga y distorsión de agrietamiento del método de Sánchez. Así, al dividir la ecuación 1.20 entre la ecuación 1.21, obtenemos la siguiente expresión, que representa la rigidez de la primera rama trilineal del modelo de Sánchez, k_2 :

$$k_2 = \frac{v_{CR}}{R_{CR}} = \frac{[\alpha_{CR} + (\beta_{CR} - \gamma_{CR})\rho_h f_y] \sqrt{f'_c}}{\alpha + \beta} \quad (1.25)$$

Donde los valores de α_{CR} , β_{CR} , γ_{CR} , α , β se obtienen de la figura 1.9.

CAPITULO 2

ETAPA EXPERIMENTAL EN EL LABORATORIO DE ESTRUCTURAS GRANDES DELCENAPRED

2.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los detalles del proceso constructivo, se describen los modelos ensayados y el tipo de ensaye realizado.

Como parte del proyecto “Comportamiento Sísmico de Viviendas con Muros de Concreto”, se ensayaron dos muros de concreto armado en voladizo hasta la falla, ante carga cíclica creciente. Los ensayes se realizaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED.

Las características de los muros (ver figura 2.1) ensayados fueron: relación de aspecto baja ($H/L=1$), espesor delgado (10 cm) y cuantías de refuerzo bajas, esfuerzo axial característico (3 kg/cm²) equivalente a tres niveles de piso y resistencias a la compresión del concreto bajas ($f'_c=150$ kg/cm²).

Los muros fueron diseñados para que su falla se presentara por cortante por tensión diagonal. Fueron instrumentados con deformímetros en el acero de refuerzo, transductores de desplazamiento y celdas de carga.

Los modelos descritos pertenecen a la **sub-etapa I-b** del proyecto general, en la que se contemplaron 8 ensayes de muros bajo carga lateral cíclica: dos muros de concreto normal, dos muros de concreto celular y dos muros de concreto auto-compactable, un muro rehabilitado de concreto auto-compactable y un muro rehabilitado de concreto normal.

La variable manejada en esta sub-etapa, además del tipo de concreto, fue la cuantía de refuerzo en el alma del muro que fue de 57 y 114% de la cuantía mínima de refuerzo, la cual es igual a 0.0025 tanto horizontal como verticalmente. En los casos de concretos normal, celular y auto-compactable no se ensayó el muro con 0% de la cuantía mínima.

2.2. DESCRIPCIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS

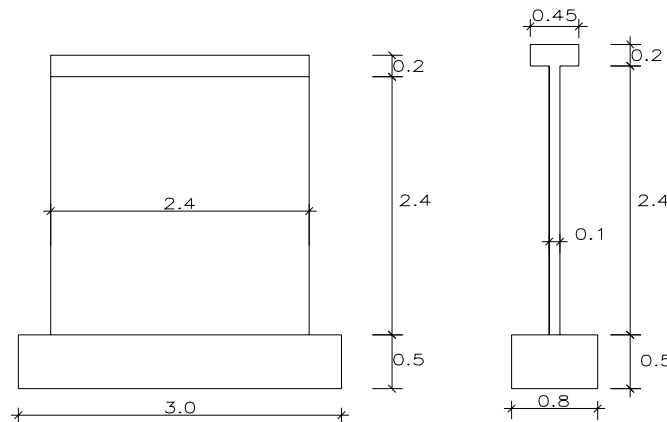


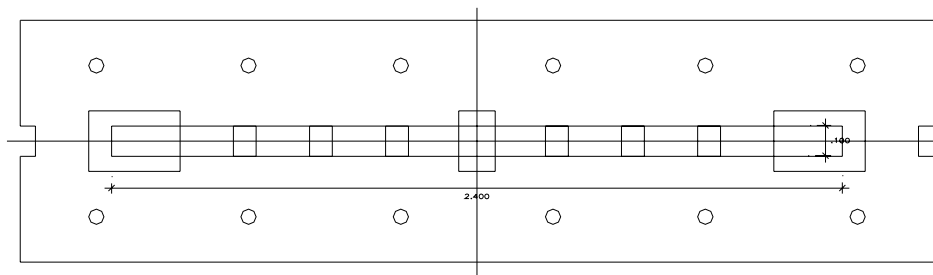
Figura 2.1. Dimensiones de los muros típicos (expresado en metros)

El modelo típico fue un muro de concreto armado cuadrado de de 2.40 m de lado y 0.1 m de espesor. En la parte superior del muro se coló monolíticamente una losa de concreto armado de 0.2 m de altura, 0.45 m de ancho y 2.40 m de largo. Este conjunto fue fijado sobre una cimentación de concreto armado de 0.5m de altura y 0.8 m de ancho, de 3 m de largo.

Construcción de cimentación

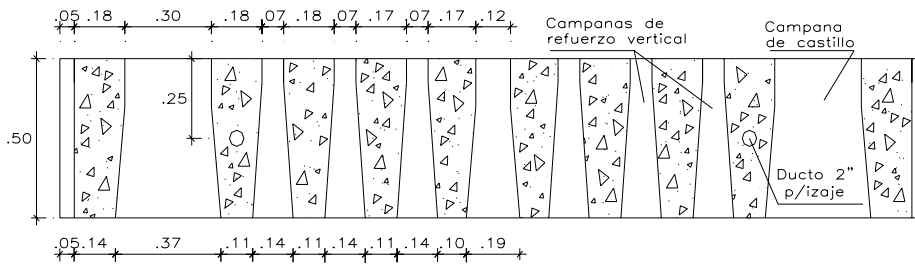
Para el desplante de cada muro se construyó una cimentación de concreto reforzado de 0.50 x 0.80 x 3.00 m, alto, ancho, y largo respectivamente. Las cimentaciones están diseñadas de tal manera que se puedan ensayar muros con distintas relaciones de aspecto. En el proyecto general se han considerado ensayos de muros con relaciones de aspecto de 0.5, 1 y 2, manteniendo la altura del muro constante e igual a 2.40 m. Para el ensaye de los muros con relación de aspecto de 0.5 se juntan dos cimentaciones longitudinalmente y se postensan con dos cables de alta resistencia a una fuerza inicial de 45 t por ducto. En la figura 2.2 se presentan las dimensiones en planta y las elevaciones de la cimentación.

La cimentación cuenta con tres tipos de ductos. Unas son verticales cada 0.5 m para postensar las cimentaciones a la losa de reacción de concreto del laboratorio; el segundo tipo de ductos son horizontales transversales al eje longitudinal de la viga de cimentación para el izaje y transporte dentro del laboratorio. Y el tercer tipo de ductos son horizontales paralelos al eje longitudinal para el postensado de la viga de cimentación en serie para muros largos. Las vigas de cimentaciones fueron diseñadas para ser empleadas en muros de diversas cuantías de refuerzo y diversas relaciones de aspecto H/L, donde H es la altura del muro y L es su longitud.

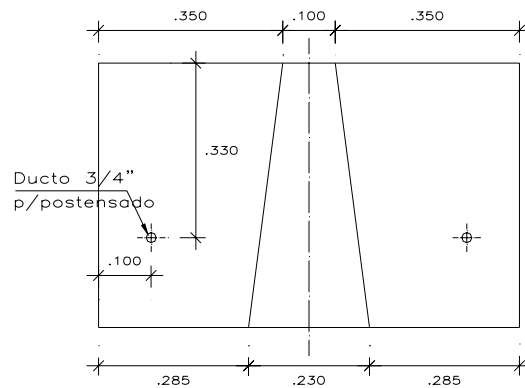


Muro $h/L=1.0$

Cimentación vista en planta (en metros)



Cimentación vista lateral (en metros)



Cimentación vista frontal (en metros)

Figura 2.2 Cimentación de muros

Tomando en cuenta el hecho de que las cimentaciones se van a utilizar entre cuatro y cinco veces cada una, el control del agrietamiento excesivo a lo largo de la vida del elemento es fundamental. Para tomar en cuenta este hecho se especificó un concreto con resistencia a la compresión de 400 kg/cm^2 (39.2 MPa) y se guardó especial cuidado en el detallado del acero (ver figura 2.3). Se supuso un esfuerzo nominal de fluencia en el acero de refuerzo de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ (412 MPa).

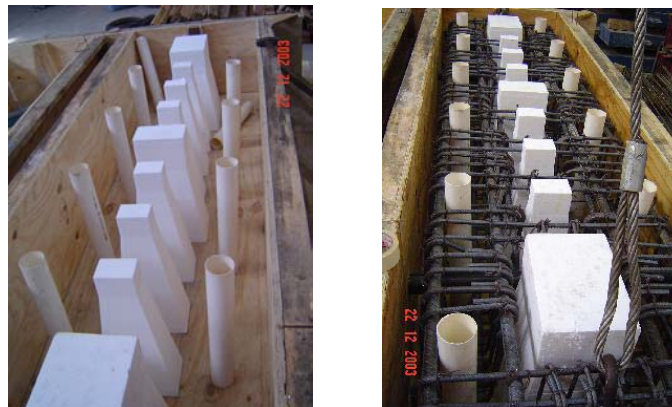


Figura 2.3 Armado de la cimentación

Se realizaron dos coladas de tres cimentaciones cada una. En ambas coladas se utilizó concreto premezclado con plastificante y resistencia especificada a la compresión de 400 kg/cm^2 (39.2 MPa). Antes del colado el revenimiento del concreto fue de 15 cm en promedio para ambas coladas. Se colaron también seis cilindros de concreto de $15 \times 30 \text{ cm}$ y cuatro de $10 \times 20 \text{ cm}$ por cada grupo de tres cimentaciones. El compactado se realizó utilizando vibradores eléctricos y de gasolina. Una vez culminado el proceso, se utilizó el aditivo Curafester durante siete días y luego se curó manteniendo la superficie húmeda con regadera por siete días más; luego de este período, se inició el transporte de las cimentaciones en el laboratorio. Posteriormente, los ensayos de cilindros a compresión en máquina universal arrojaron una resistencia a la compresión a los 14 días de 458 kg/cm^2 (44.9 MPa) y una resistencia a la compresión a los 28 días, f_{c-} , de 558 kg/cm^2 (54.7 MPa).

Construcción de muros de concreto

Los dos muros en los que se basa este trabajo de tesis fueron de sección rectangular, de 2.4 m de longitud, 0.1 m de espesor y 2.4 m de altura. En la parte superior de los muros, y en toda su longitud, se colocó monolíticamente una losa de 0.2m de altura y 0.45 m de ancho. Esta losa se encargó de asegurar la transmisión de las cargas horizontales a lo largo de la longitud del muro y, además, hizo las veces de losa de entrepiso. La losa superior tuvo 24 agujeros de 3 plg cada 0.2 m que sirvieron para anclar la estructura metálica de aplicación de carga lateral.

La denominación de cada modelo MCN-57-C y MCN-114-C, se hizo de forma que se identificara las características de refuerzo del muro, esto es:

M = Muro, C = cuadrado, N = Concreto Normal.
57 ó 114= Porcentaje de cuantía de refuerzo en el muro.
C = Carga Cíclica.

La variable estudiada en esta etapa de la investigación fue la cuantía de refuerzo distribuida en el alma del muro. El primer muro contó con una cuantía de refuerzo de 0.0014 (MCN-57-C), tanto horizontal como verticalmente, y el segundo muro con una cuantía de refuerzo de 0.0028 (MCN-114-C) tanto horizontal y vertical.

Para lograr las cuantías de refuerzo señaladas, se utilizaron barras de acero del #3 cada 0.5 m en el muro MCN-57-C, y en el muro MCN-114-C acero del #3 cada 0.25 m, tanto horizontal como verticalmente. Con la cuantía de refuerzo en el alma conocida, el diseño se basó específicamente en asegurar que la falla del muro se diera en cortante por tensión diagonal. Se diseñó por capacidad dando mayor resistencia a los modos de falla no deseados que fueron: flexión, compresión diagonal, y deslizamiento en la base del muro.

El ancho de las columnas extremas (elementos de bordes laterales del muro) nunca fue mayor que el 10% de la longitud del muro, principalmente debido a las dimensiones de las campanas de la cimentación. Las columnas contaron con refuerzo transversal del #2 cada 0.15 m en toda su altura. Todos los estribos contaron con ganchos a 135°. Las columnas lo que buscan es concentrar el refuerzo vertical para darle la resistencia a flexión para evitar que falle.

Las barras verticales de los núcleos, del #5 y #6, y las del #3 del alma se anclaron en las campanas de la cimentación con una longitud de anclaje de 0.45 m. (ver figura 2.4).



Figura 2.4 Fijación de las barras verticales del núcleo en la cimentación

El anclaje en la losa superior fue más complicado; las barras del #3 se anclaron sin problemas con una longitud de anclaje de 0.15 m, sin embargo, para el anclaje de las barras del #5 y #6 se utilizaron topes cuadrados de 4 cm de lado y ¼ plg de espesor soldados en los extremos de las barras, según recomienda el ACI-ASCE-352. Las barras horizontales del #3 en el alma se anclaron en los columnas con una longitud de anclaje de 0.12 m. En las figuras 2.5 y 2.6 se muestran los armados de los dos muros.

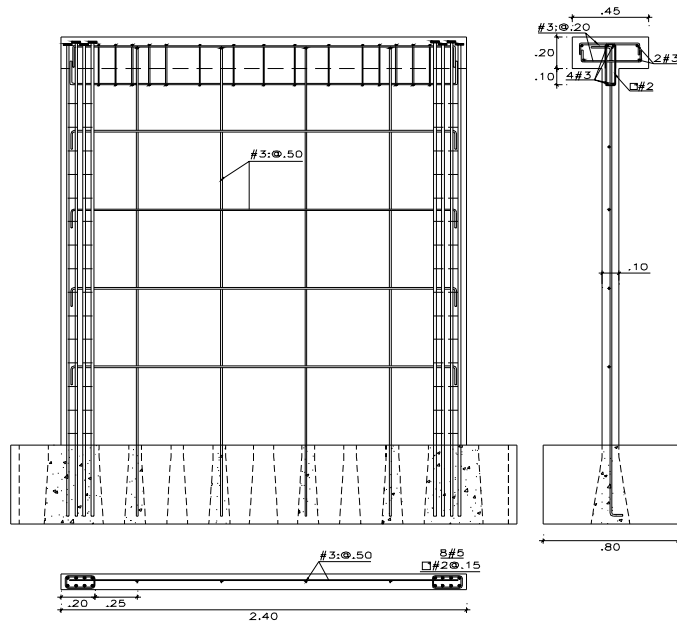


Figura 2.5 Muro MCN-57-C

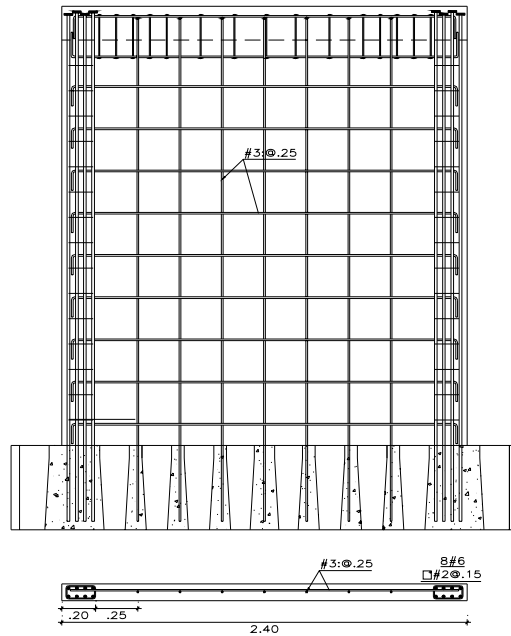


Figura 2.6 Muro MCN-114-C

El primer paso para ambos modelos fue colar las campanas de la cimentación con las barras verticales de las columnas y del panel en sus posiciones correspondientes. El colado de las campanas se realizó con una mezcla de concreto por volumen para conseguir un f_c' de 200 kg/cm² (19.6 MPa), 30% mayor que el especificado en los muros.

Luego del colado de las campanas se completó la colocación de las barras horizontales del muro, previamente instrumentadas, y se continuó con el armado de la losa superior. La cimbra de los muros se construyó con tableros de madera contrachapada y barnizada, la cual fue diseñada para resistir los empujes del concreto fresco. La cimbra se reforzó lateralmente con puntales de madera y con tensores interiores (ver figura 2.7).



Figura 2.7 Cimbrado los muros antes de ser colado

El espesor de la viga es de mayor dimensión que la losa de una vivienda por lo cual se asegura el anclaje vertical del refuerzo del muro para evitar fallas locales que pueden presentarse. La viga soportó la estructura de acero donde se aplicó la carga horizontal de los gatos. Para este fin, la viga contó con ductos verticales de 3 plg de diámetro en los cuales se colocaron los pernos que anclaron la estructura metálica al conjunto muro-viga (figura 2.8). Debido a que no se deseaban fallas por deslizamiento en la superficie de contacto con la estructura metálica, se colocó la mayor cantidad de ductos posible en la losa con el fin de obtener una distribución densa de pernos de anclaje y, así, obtener una fuerza resistente por fricción mayor.



Figura 2.8 Viga del muro representa a la losa del techo.

Finalmente los dos muros fueron colados el mismo día. El concreto utilizado fue el concreto normal proveniente de la planta CEMEX del Distrito Federal.

Para el colado de los muros se especificó un concreto de $f_c' = 150 \text{ kg/cm}^2$ (14.7 MPa). Debido a la gran densidad de acero de refuerzo en las columnas de los muros, se utilizó concreto premezclado con plastificante y tamaño máximo del agregado de 3/8 plg. Antes del colado, el revenimiento del concreto puesto en obra fue de 22 cm. Para la compactación se utilizaron vibradores eléctricos y de gasolina; también se utilizó vibrado de impacto con martillos de goma en la base de los muros. El colado se realizó con bomba y en capas de 40 cm de altura aproximadamente. También se colaron nueve cilindros de 15x30 cm y 6 cilindros de 10x20 cm. El curado de los muros se realizó con regadera durante 8 días, de manera similar a la práctica de construcción de viviendas de concreto en México. Luego de ensayados los cilindros de concreto se obtuvo un f_c' de 175 kg/cm^2 (17.2 MPa).

2.3. INSTRUMENTACIÓN

La ubicación y el tipo de instrumentación permitió obtener información sobre las cargas aplicadas a los modelos, las componentes de deformación en los muros, las rotaciones en las secciones transversales, así como las deformaciones del acero horizontal y vertical.

2.3.1. Interna

La instrumentación interna se armó de un arreglo de deformímetros eléctricos adheridos a las barras de refuerzo. Se instrumentaron las barras de refuerzo en los muros, en barras horizontales y verticales y en barras longitudinales y estribos de los castillos. No se instrumentaron barras de refuerzo ni en la losa superior ni en la cimentación.

Se concentró la atención en el comportamiento de las barras de refuerzo en el muro, sobre todo en la zona en que éstas intersecan a la diagonal principal del muro, donde se espera la formación de una grieta por tensión diagonal que origine la falla de los modelos. Básicamente, los dos muros tuvieron la misma instrumentación que se puede dividir en siete grupos importantes:

Grupo L: son los instrumentos ubicados en las barras longitudinales de las columnas extremas y se encuentran ubicados en la base del muro.

Grupo E: ubicados en los estribos de las columnas extremas. Se colocaron tres deformímetros por columna, en dos estribos cercanos a la base del muro y en un estribo cercano a la losa superior.

Grupo LB: estos deformímetros se colocaron en las barras verticales del alma, en la base del muro.

Grupo DH: instrumentos adheridos a las barras horizontales del alma ubicados en la intersección con la diagonal principal del muro.

Grupo DV: igual que los DH pero adheridos a las barras verticales.

Grupo DG: ubicados en las barras verticales del alma más cercanas al lado de tensión a una distancia promedio de 0.15 m de la intersección con la diagonal principal del muro.

Grupo LH: ubicados en las barras horizontales del alma, en distintas ubicaciones para poder representar el perfil de deformación de las barras.

Para adherir al refuerzo el método más conveniente fue el siguiente (ver figura 2.9):

- a) Devastar la corrugación de la barra.
- b) Limar la superficie devastada hasta obtener una superficie “tipo espejo” utilizando diferentes limas de agua, hasta la #600.
- c) Limpiar
- d) Adherir el deformímetro a la barra según las recomendaciones del fabricante.
- e) Colocar cera y cinta de neopreno encima del instrumento.
- f) Colocar gasa embebida en resina de fibra de vidrio alrededor del refuerzo



Figura 2.9 Instrumentación interna de los barras de refuerzo

En la figura 2.10 se muestra la instrumentación interna de los dos muros; en estas figuras los deformímetros están representados por rectángulos cuyo lado mayor es paralelo a la dirección de medición.

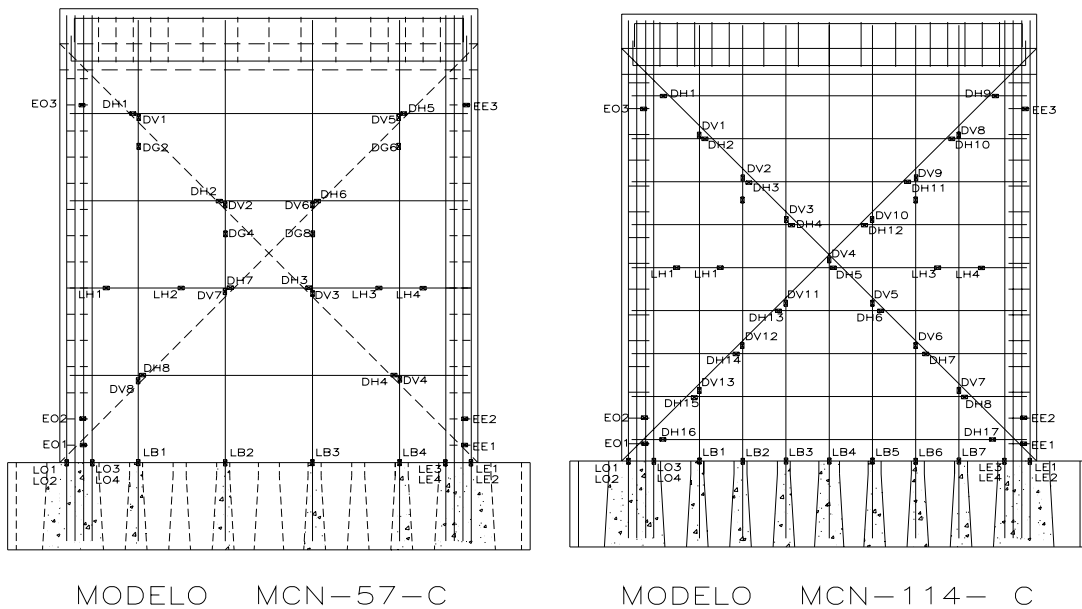


Figura 2.10 Instrumentación interna de los dos modelos

2.3.2. Externa

La instrumentación externa estuvo conformada por 23 instrumentos: 14 transductores de vástago y 9 transductores de carátula (ver figura 2.11).

Los transductores de vástago del H1 al H8 midieron la deformada del muro en toda su altura, los transductores de carátula V5 y V6 midieron la rotación del muro en la losa superior, y los transductores de vástago H10 y H9 midieron las componentes de deslizamiento, del muro con respecto a la cimentación y, de esta última, con respecto a la losa del laboratorio, respectivamente.

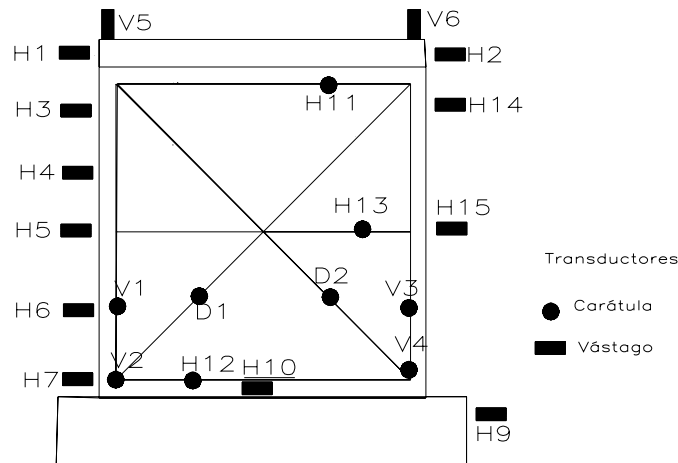


Figura 2.11 – Instrumentación externa para los dos modelos

Los transductores de carátula H11, H12, H13, V1, V3, D1 y D2 midieron las deformaciones relativas de los lados y diagonales del muro con las que se pudieron hallar las componentes de deformación por expansión, corte y flexión de los muros (ver figura 2.12).

También se utilizaron cuatro transductores de carátula adicionales V2, V4, V5 y V6 para el cálculo de las rotaciones en la base del muro y a la altura de la viga del muro. Se adicionaron también dos transductores de vástago H14 y H15 como verificación.



Figura 2.12 Instrumentación externa, transductor de carátula, transductores de vástago

2.4 PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

Después de 25 días, los muros fueron pintados de blanco con pintura vinílica y se dibujó una retícula de cuadros en sus caras, con el fin de ubicar las grietas en el momento del ensaye.

Luego se colocaron los insertos metálicos de la instrumentación externa. Dos días antes del ensayo, el muro se transportó hasta su posición final, al costado del muro de reacción, con ayuda de la grúa viajera del laboratorio. Se colocó la instrumentación externa, el dispositivo de carga y se conectaron los instrumentos al equipo de captura de datos.

La carga horizontal de los gatos fue aplicada a los muros mediante una estructura metálica anclada a la losa superior del muro (ver figura 2.13). La estructura metálica constó de una viga de acero de sección I de 0.40 x 0.40 m y de 4 m de largo que se encargó de distribuir la carga horizontal y vertical a todo lo largo del muro. Esta viga se ancló a la losa superior por medio de 16 tornillos de alta resistencia, de 32 mm de diámetro y 0.30 m de longitud.



Figura 2.13 Aplicación de la carga horizontal cíclica

A esta viga metálica se le ancló una “transición metálica” en su parte superior, que se encargó de recibir las dos cargas laterales de los gatos y de transmitir las al muro a través de la losa superior de concreto. Así, los cabezales de los gatos horizontales se anclaron a la transición metálica, uno a cada lado del muro. Esta transición consta de una *zona de anclaje* a la viga I, encima de la cual se soldó una *viga cajón*, con dirección transversal al muro, de donde cuelgan dos vigas I que son los *apoyos de los gatos* horizontales (ver figura 2.14); los gatos se fijaron a esta estructura con tornillos de alta resistencia.

Para asegurar un apoyo uniforme, se colocó una mezcla cemento-arena fina bastante fluida en el área de contacto entre la cimentación del muro y la losa del laboratorio. Una vez hecho esto se colocaron y se pos tensionaron las barras entre la cimentación y la losa del laboratorio.

Posteriormente, se colocó la estructura metálica, sobre la losa superior del muro. Se colocó también una mezcla fluida cemento-arena fina en la superficie de contacto. Se ajustó los tornillos entre la losa y la estructura metálica.

Se enderezaron los gatos hasta su posición horizontal final y se fijan en las vigas I colgantes de la transición metálica. La carga horizontal fue aplicada mediante dos gatos hidráulicos de doble acción de 100 t (980 kN) de capacidad, ubicados a los lados del modelo y a la altura del eje longitudinal de la losa superior.

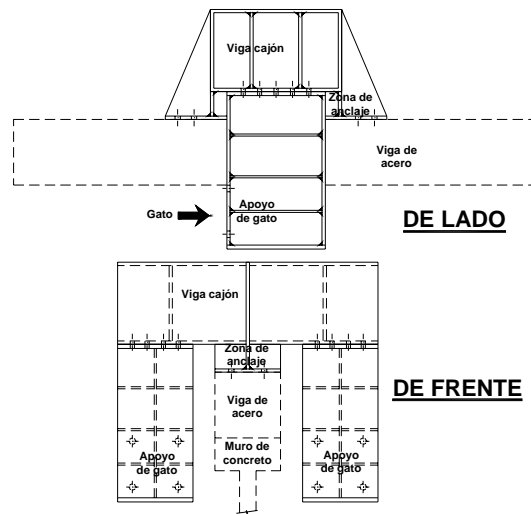


Figura 2.14 Transición metálica de viga cajón y viga de acero

Para la aplicación de la carga axial, se colocó el bloque de concreto en la parte superior de la transición metálica fijándolo con barras y tuercas (ver figura 2.15). El esfuerzo axial fue constante e igual a 3 kg/cm^2 (0.29 MPa). Esta carga representó las acciones verticales sobre muros de la planta baja de un edificio de interés social típico de pocos niveles.



Figura 2.15 Posición del muro en el momento de empezar el ensaye

2.5. CAPTURA DE DATOS

La captura de datos se realizó a través de un equipo programable (TDS) y dos cajas de interruptores de 50 canales controlados por una computadora personal (ver figura 2.16). El equipo de adquisición de datos recibe la señal analógica de cada uno de los canales y la convierte en una señal digital que es enviada a la computadora, donde un programa de cómputo la gráfica y la almacena en un formato que permite su análisis posterior. Este programa de cómputo fue desarrollado en el CENAPRED de acuerdo con los propósitos de las investigaciones que periódicamente se llevan a cabo en esta institución.

Se conectaron los cables correspondientes a todos los instrumentos en los respectivos canales del equipo de adquisición de datos. Los canales se dividieron en tres grupos: canales de desplazamiento, que correspondieron a los transductores de desplazamiento, de vástago y de carátula; canales de deformación, donde se ubicaron los deformímetros eléctricos adheridos a las barras de acero; y canales de carga, donde se conectaron las celdas de carga de los gatos horizontales. La información de los canales se capturó manualmente a lo largo del ensaye.



Figura 2.16 Equipo programable (TDS) y caja de interruptores

Se capturó información del desarrollo del ensaye en pasos intermedios hasta alcanzar los picos de carga y de distorsión, y cuando se manifestó un cambio importante en el estado del muro como efecto de la carga lateral aplicada. Así mismo, se registró el patrón de agrietamiento a través de cada ciclo, dibujando las grietas observadas en una cara del muro. Se hicieron fotografías del estado de los modelos en los eventos relevantes y se filmó el desarrollo de cada uno de los ensayes.

Durante el desarrollo de las pruebas se registró la curva histerética cortante - distorsión, mediante un graficador digital conectado a la computadora (ver figura 2.17), la instrumentación externa asociada con la celda de carga horizontal y con el dispositivo de control de desplazamiento a nivel de losa.

Para evaluar el comportamiento con más detalle de los especímenes, se realizaron mediciones visuales mediante, fotografías y una bitácora donde se reporta la historia de agrietamientos, tales como los pasos, los espesores de grietas, su ubicación y los casos más relevantes durante el ensaye.



Figura 2.17 Se programa en una PC los datos de la instrumentación

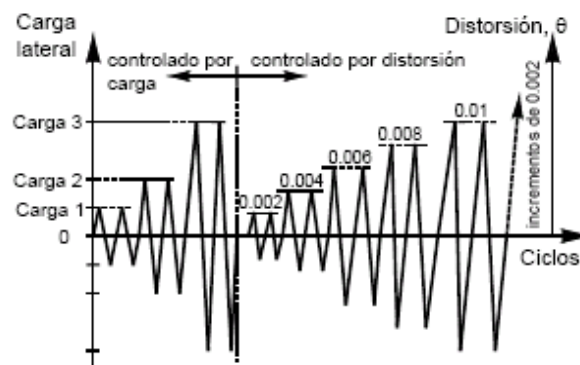
2.6. HISTORIA DE CARGA

La historia de carga en las pruebas se dividió en dos partes. La primera fue controlada por carga lateral hasta alcanzar la carga de agrietamiento y la segunda, por distorsión, hasta la falla del modelo.

La carga lateral se aplicó mediante ciclos alternados en sentido opuesto. Un semiciclo es positivo cuando el gato jala y negativo cuando el gato empuja.

Se continuó el control por desplazamiento del modelo, para distorsiones predefinidas hasta llegar a la falla del espécimen (85% de la resistencia máxima).

Se aplicaron dos ciclos para cada nivel de carga o de distorsión con el fin de observar la estabilidad en el comportamiento de histéresis.



Carga 1 = 0.25 veces la carga calculada de agrietamiento o fluencia
 Carga 2 = 0.5 veces la carga calculada de agrietamiento o fluencia
 Carga 3 = carga de agrietamiento o primera fluencia (experimental)

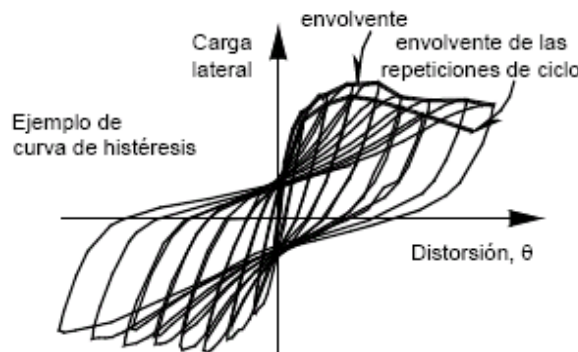


Figura 2.18 Historia de carga y curva carga lateral distorsión para los modelos

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS ANTE CARGA MONÓTONA

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los aspectos más importantes del proceso experimental y los resultados más relevantes en términos de resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los modelos ensayados sometidos a cargas laterales monótonas. Estos modelos ensayados son gemelos a los muros que se ensayaron ante cargas cíclicas, en cuanto al tipo de concreto normal y cuantías de 57 y 114% respecto al mínimo recomendado por las Normas, lo cual servirá como comparación.

3.2. RESULTADO EXPERIMENTAL

Álvaro Celestino (2005), ensayó como parte del proyecto “Comportamiento Sísmico de Viviendas con Muros de Concreto”, tres muros de concreto normal armado en voladizo hasta la falla ante carga lateral monótona creciente. Los muros pertenecen a la **sub-etapa I- a** del proyecto general.

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. Las características de los muros, el tipo de concreto y la resistencia a compresión del concreto fueron: iguales a los muros que se describió en el capítulo 2.

La variable manejada en esta sub-etapa, además del tipo de concreto, fue la cuantía de refuerzo en el muro, que fue de 0%, 57% y 114% de la cuantía mínima de refuerzo de 0.0025 recomendado por las Normas, tanto horizontal y vertical. Al igual que los muros descritos en el capítulo 2, estos muros fueron diseñados por capacidad, para que su falla se presente por cortante, por tensión diagonal.

Del ensayo de los cilindros de concreto se obtuvo un f_c' de 180 kg/cm² (17.7 MPa).



Figura 3.1 Construcción de los muros y su instrumentación

La carga lateral se aplicó cuasi-estáticamente monótonas aplicadas en su parte superior hasta una distorsión previamente especificada. El nivel de esfuerzos verticales se mantuvo constante durante las prueba para un esfuerzo de 3.00 kg/cm² (0.3MPa). La carga horizontal fue aplicada mediante dos gatos hidráulicos de doble acción de 100 t (980 kN) de capacidad, ubicados a los lados del modelo y a la altura del eje longitudinal de la losa superior.

Al comienzo del ensaye se aplicaron diferenciales de carga de 1 t hasta alcanzar una distorsión de 0.1%; luego de este punto el control se realizó por desplazamiento aumentando la carga cada 0.5 mm. Este proceso se continuó hasta que la carga descendió a un valor cercano al 85% de la carga máxima (considerado como falla).



Figura 3.2 Posición final del muro antes del ensaye

Modelo MCN-0-M, de concreto normal sin refuerzo horizontal ni vertical en el alma del muro, sometido a carga monótona creciente en su plano. Fue considerado modelo de control para comparar el comportamiento de muros sin refuerzo con muros que llevan refuerzo y estudiar, así, la contribución del concreto en la resistencia a cortante.

Durante el inicio del ensaye se formaron pequeñas grietas de flexión de espesores menores que 0.05mm en la parte inferior de la columna en tensión. Para una distorsión de 0.15% y una carga de 19.9 t (195 kN), apareció la primera grieta inclinada principal de vértice a vértice del muro.

Para una distorsión de 0.30% y una carga de 24.5 t (240.3 kN), apareció la segunda grieta diagonal principal, al mismo tiempo se observó aplastamiento moderado en la parte inferior de la columna en compresión.

Para una distorsión de 0.42%, esta grieta penetró en la parte superior de la columna en tensión. A partir de este agrietamiento, se presentó la formación de un puntal inclinado en el alma del muro. El aplastamiento del concreto de la columna en compresión fue moderado y continuo así hasta la falla.

La carga máxima alcanzada por el modelo fue de 30.25 t (296.9 kN) a una distorsión de 0.51%, luego se fue deformándose hasta una falla rápida a una distorsión de 0.55% para una carga de 29.6 t (290.4 kN) y se dio por finalizado el ensaye.

Al final del ensayo el daño se concentró en la parte superior de la columna en tensión al penetrar en el una de las grietas diagonales importantes, el daño se extendió hasta la losa superior. El ancho de la grieta diagonal principal en el momento de la falla del muro fue de 22 mm.

Como se esperaba, no se presentó daño considerable en la parte inferior de la columna en compresión. El muro fue diseñado para que se presentara una falla por tensión diagonal y no por compresión diagonal.

Hasta una distorsión de 0.15% la rigidez lateral del muro se mantuvo casi constante, y de esa distorsión la rigidez del muro disminuyó y se mantuvo constante hasta el final del ensaye. El cambio de rigidez empieza cuando se alcanza la carga de agrietamiento diagonal del muro.

Modelo MCN-57-M, de concreto normal, reforzado en el muro con barras del #3 separadas a cada 0.50 m, tanto horizontal y vertical, dando cuantías de 0.0014 en ambas direcciones, la cual es igual al 57% de cuantía mínima recomendada en las normas para muros sometidos a cargas por sismo. Este modelo también fue sometido a carga monótona creciente horizontal en su plano. Antes del ensaye este modelo presentaba fisuras por contracción de fraguado **del orden de 0.05 mm de espesor**.

A partir de una distorsión de 0.02% se formaron pequeñas grietas inclinadas por flexión en la parte inferior de la columna en tensión.

La primera grieta inclinada importante se presentó al igual que el modelo anterior a una distorsión de 0.08%, pero esta vez en la zona inferior del muro con una inclinación de 45 grados. Para una distorsión de 0.16% se formó una segunda grieta inclinada por encima de la anterior que penetró en la parte superior de la columna en tensión.

Para una distorsión de 0.22% y una carga de 20 t (196.2 kN) se alcanzó la carga de agrietamiento diagonal del muro al formarse la primera grieta diagonal principal de esquina a esquina del muro, pero sin penetrar en las columnas.

La segunda grieta diagonal principal se formó para una distorsión de 0.47% a una carga de 29.2 t (286 kN), de extremo a extremo del muro, limitado por la losa superior y la columna en compresión, a partir de este punto la rigidez empezó a disminuir ligeramente, y luego se comprobó que en ese momento se inició la fluencia de las barras horizontales del muro, las barras verticales del alma comenzaron a fluir después.

A una distorsión de 0.60% se prolongaron las grietas inclinadas del panel y algunas penetraron en la parte inferior de la columna en compresión.

La carga máxima se dio para una distorsión de 1.02%, con un valor de 41.6 t (408.1 kN), el ancho de la grieta diagonal principal fue de 7.5 mm.

El daño de la base de la columna en compresión fue importante y se observó desprendimiento del recubrimiento en la última etapa del ensaye. Luego de alcanzada la carga máxima, el ancho de la grieta diagonal principal llegó a alcanzar hasta 22 mm en el momento de la falla.

Al final del ensaye el daño se concentró en los extremos del puntal cuando las grietas diagonales principales penetraron en ambas columnas, involucrando también a la losa superior. No se presentó daño apreciable en la zona inferior de la columna en tensión, donde se presentaron grietas por flexión y grietas en la interfase columna-muro.

El muro mostró gran capacidad de deformación en la última etapa con una pérdida moderada de su capacidad resistente.

En este espécimen un cambio más apreciable en la rigidez inicial se dio cuando las barras de refuerzo horizontal del muro empezaron a fluir, a una distorsión mayor que la del agrietamiento.

Modelo MCN-114-M, de concreto normal fue reforzado en el panel con barras del #3 separadas cada 0.25 m tanto horizontal como vertical, dando así una cuantía de refuerzo de 0.0028 en ambas direcciones, que corresponde al 114% de las cuantías mínima recomendada en la norma, para muros sometidos a cargas por sismo. Este muro fue sometido a carga monótona creciente, horizontal en su plano.

La primera grieta incluida se presentó al igual que para los dos muros descritos anteriormente a una distorsión de 0.08% en la zona superior del muro y con una inclinación ligeramente mayor que 45 grados. Inmediatamente después para una distorsión de 0.11% y una carga de 19.5 t (191.3 kN), esta grieta se prolongó limitada por la columna en compresión y la losa superior.

Para una distorsión de 0.18% y una carga de 26.8 t (262.9 kN) se alcanzó la carga de agrietamiento diagonal.

Para una distorsión de 0.26% se formó una grieta diagonal principal que penetró en la parte superior de la columna en tensión, y todavía no se presentaba grietas en la columna a compresión.

La tercera grieta diagonal principal se formó para una distorsión de 0.37% una carga de 44.1 t (432.6 kN) de extremo a extremo del muro, limitado por la columna en tensión y la cimentación, y a una distancia promedio de 0.20 m por debajo de la diagonal principal del muro.

A una distorsión de 0.49% se formó una grieta inclinada inferior que pareció ser la continuación de una grieta de flexión, pero todavía no se registraban fluencias en el acero de refuerzo longitudinal de las columnas.

Luego de alcanzada una distorsión de 0.49%, el daño se comenzó a concentrar en los extremos de la diagonal principal. A partir de este momento la rigidez fue disminuyendo lentamente. La fluencia de las barras de refuerzo horizontal del alma se inició a una distorsión de 0.58%.

La carga máxima se dio para una distorsión de 0.75% y un cortante de 62.8 t (616.1 kN). El ancho de la grieta diagonal principal en este momento fue de 1.5 mm. A partir de este punto la carga empezó a descender. Al igual que el muro MCN-57-M, el muro mostró gran capacidad de deformación en la etapa última con una pérdida moderada de su capacidad resistente.

Se considera que la carga última se alcanzó cuando la carga horizontal fue al 80% de la carga máxima, para una distorsión de 1.76%.

Luego de alcanzada la carga máxima, el ancho de la grieta diagonal principal aumento rápidamente hasta 20 mm en el momento de al falla. La falla no fue por compresión diagonal y al igual que los otros muros la falla por tensión diagonal estuvo acoplada con la formación de una grieta diagonal mucho más grande que las otras.

Desde la carga máxima hasta la carga última, el muro perdió carga pero exhibió una gran deformación.

Como comportamiento general, se presenta las disminución de rigidez inicial correspondiente a la aparición de las primeras grietas en el muro; este cambio de pendiente se da para una distorsión de 0.04%, luego el punto de inicio de la disminución leve de rigidez para una distorsión de 0.49% cerca al inicio de la fluencia de las barras horizontales del alma.

La carga máxima es 2.3 veces la carga de agrietamiento diagonal, a su vez la distorsión máxima

correspondiente es cuatro veces la distorsión correspondiente, y con respecto a la carga última, la distorsión en este punto es tres veces mayor que la distorsión correspondiente a la fluencia de las barras horizontal del alma (distorsión de 0.58%).

En resumen, en los tres ensayos se observó que el primer agrietamiento inclinado ocurrió a la misma distorsión (0.085%) y la carga de agrietamiento diagonal se presentó a la misma distorsión (0.17%) para los muros con 0% y 114% de cuantía, mientras que el muro con 57% presentó agrietamientos por contracción de fraguado antes del ensaye.

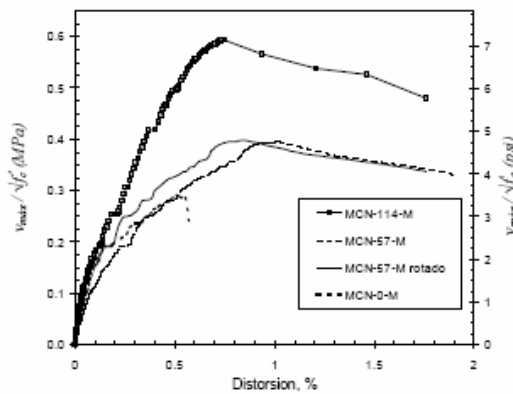


Figura 3.3 Curvas esfuerzo cortante-distorsión para los tres muros

La fluencia inicial se dio en las barras horizontales inferiores en su intersección con las grietas diagonales principales (ver figura 3.5, puntos negros representa inicio de fluencia).

Los tres muros tienen aproximadamente la misma rigidez inicial hasta el momento en que se alcanza la carga de agrietamiento; a partir de este punto la disminución de rigidez es inversamente proporcional a la cuantía de refuerzo en los muros. El muro MCN-114M no presentó pérdida de rigidez apreciable, mientras que el muro MNC0M presenta la mayor pérdida de rigidez (ver figura 3.4).

Sus rigideces secantes iniciales para los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN114-M fueron 155.6, 200.0, 235.7 t/cm respectivamente y sus rigideces secantes de agrietamiento para dichos muros fueron 55.5, 37.1, 62.4 t/cm respectivamente.

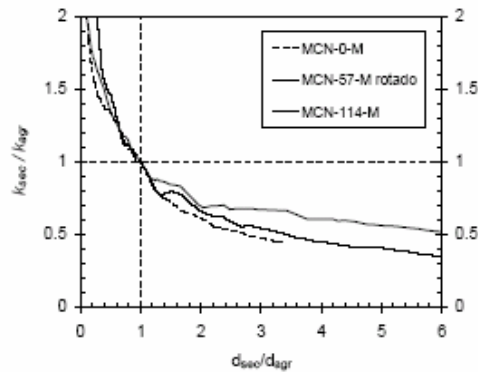


Figura 3.4 Curvas normalizadas de la degradación de rigidez

Los muros con acero de refuerzo en el alma presentaron una buena capacidad de deformación luego de alcanzada la carga máxima, con un descenso moderado de la resistencia. El modelo MCN0M sin acero en el muro falló bruscamente luego de alcanzada la carga máxima. Las ductilidades halladas son aproximadamente de 3.6 (según Park), y el factor de reducción de fuerzas sísmicas (Q) es 2.5 (según Newmark y Hall) para ambos muros,

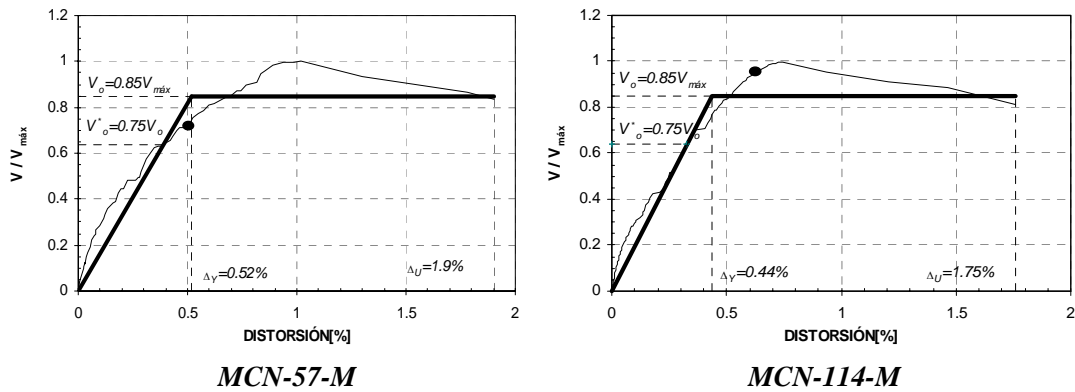


Figura 3.5 Ductilidades según el criterio de Park, para los modelos

Del estudio de muros de concreto normal sujeto a cargas monótonas se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- En todos los modelos, la falla fue por corte en tensión diagonal. El mecanismo de falla fue generado por la formación de una grieta diagonal principal que penetró en la parte superior de la columna en tensión.
- Pese a que la falla fue por corte, los muros con refuerzo en el alma presentaron una capacidad de deformación adecuada. La ductilidad de desplazamiento hallada con el criterio de Park fue mayor que 3.
- Al comienzo de los ensayos, las deformaciones por flexión fueron las dominantes. Luego de que se formaron las primeras grietas inclinadas, la componente de corte se volvió más importante, y fue la dominante hasta el momento en que se alcanzó la carga máxima. En la última etapa del ensaye, luego de la carga máxima, las deformaciones dominantes no se pueden relacionar a rotaciones o deformaciones angulares, y se forman nuevos mecanismos de falla.
- Al aumentar la cuantía de refuerzo en el alma, la pérdida de rigidez antes de alcanzar la carga máxima disminuyó, y la capacidad de deformación luego de alcanzada la carga máxima aumentó. En los dos muros con refuerzo en el alma, la fluencia de las barras horizontales del alma coincidió con el inicio de la disminución de la rigidez.
- Más del 50% de las barras horizontales fluyó en los muros con cuantía de refuerzo en el alma; sin embargo, nunca se observó un 100% de efectividad en la fluencia de las barras, como se supone en el diseño de estos elementos. El acero vertical colaboró en la resistencia de manera más moderada y sólo fluyeron las barras extremas en el lado de tensión del muro.

- Las zonas de las barras de refuerzo que presentaron fluencia fueron las cercanas a las grietas inclinadas. La fluencia comenzó cuando el espesor de las grietas fue aproximadamente de 1 mm. Muchas de las barras presentaron fluencia luego de alcanzada la carga máxima.
- El comportamiento del muro MCN-57-M, con cuantía de refuerzo menor que la mínima, fue satisfactorio. Este muro presentó gran capacidad de deformación luego de alcanzada la carga máxima y, no obstante su resistencia fue menor, su desempeño fue similar al del muro MCN-114-M. De los ensayos realizados se pudo concluir que la cuantía de refuerzo mínima de 0.0025 es muy elevada.

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS ANTE CARGAS CÍCLICAS

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el comportamiento de los modelos en términos de la evolución de daño, curva de histéresis, degradación de rigidez, y capacidad de deformación. Para su análisis, se procesó la información de los transductores de desplazamientos y deformímetros eléctricos.

En esta sección se asume la siguiente convención de signos; cuando las cargas son aplicadas en el sentido oeste-este, se indicaran con el signo positivo (+) delante del valor de la carga y con signo negativo (-) cuando la carga fue aplicada en el otro sentido (este-oeste) de la carga. Para las grietas, el símbolo [∖] cuando la carga fue positiva, y el símbolo [/] cuando la carga fue negativa.

4.2. MODELO MCN-57-C

Este muro fue sometido a carga cíclica creciente horizontal en su plano a los 36 días después del colado. El ensaye se hizo bajo una carga vertical constante equivalente a un esfuerzo axial uniforme en una sección horizontal del muro de 3 kg/cm² (0.29 MPa) equivalente a 3 niveles de piso.

De los ensayes de las probetas en el laboratorio se obtuvo una resistencia a la compresión en el momento del ensaye de 175 kg/cm² (17.2 MPa).

Las principales diferencias en el comportamiento de los muros se observaron en la evolución de daño y en los distintos parámetros que califican este comportamiento. El muro MCN-57-C no mostró grietas por contracción de fraguado, y se ensayó hasta el 1% de distorsión para luego reforzarlo y realizar otro ensaye (que no es materia de estudio en este trabajo).

4.2.1 Evolución del daño

Las primeras grietas inclinadas se presentaron con espesores menores de 0.05 mm en la parte inferior del muro en los elementos de borde laterales (refuerzo longitudinal concentrado), para las cargas de +5 t y -5 t (49.05 kN).

Cuando la carga llegó a +10 t y -10 t (98.1 kN) con distorsión 0.05%, aparecieron las primeras grietas de flexión en los elementos de borde laterales en su parte inferior cuando estuvieron en tensión. Así mismo en el alma del muro aparecieron grietas inclinadas en la parte inferior de la diagonal principal del muro. Las grietas fueron menores que 0.05mm de espesor.

La primera grieta diagonal principal [∖] de 45°, aproximadamente se presentó en el paso 148 para una carga de +20 t (196.2 kN) aplicada en la primera repetición con distorsión de 0.15%. Esta grieta vino acompañada de un sonido en el concreto, siendo su espesor de 0.5 mm. Luego aparecieron otras dos pequeñas grietas inclinadas en la parte superior e inferior y paralelas a la diagonal principal del muro. Además, se abrieron más las grietas de flexión en la parte inferior de los elementos de borde laterales.

Para la distorsión de 0.15% y una carga de - 21.2 t (208 kN), en el paso 160 apareció una grieta diagonal [/] en la parte inferior de la diagonal del muro, ésta grieta llegó a 0.5 mm de espesor y 0.05 mm como espesor residual.

La segunda grieta diagonal principal [/] de 45° aproximadamente se presentó en el paso 217 para la carga de -32.1 t (315 kN), con distorsión de 0.35%. El espesor de esta grieta fue de 1 mm, y el espesor residual fue de 0.25 mm. También aparecieron paralelamente otras pequeñas grietas inclinadas tanto en la parte superior e inferior de la grieta diagonal principal del muro.

En el paso 218 y -32.2 t (315.8 kN) y distorsión de 0.36% ocurrieron varias fluencias de refuerzos en el alma del muro, llegaron a fluir varias barras horizontales y algunas barras verticales. Estas fluencias se presentaron poco después en el que se presentaba la segunda grieta diagonal principal. Se observó que las fisuras por flexión en los elementos de bordes laterales se fueron incrementando desde la base hasta el elemento de borde superior.

Al completarse el ciclo, para la distorsión de 0.4%, se presentaron más grietas inclinadas en ambos sentidos del muro. El mayor espesor fue de 2 mm, y el espesor residual de 1 mm. Se observó desprendimiento de concreto de las grietas inclinadas.

Para una distorsión de 0.6% y carga de -37.40 t (366.8 kN), en el paso 315, aparecieron más grietas inclinadas paralelas a la grieta diagonal principal [/], y las grietas existentes aumentaron de espesor. El mayor espesor de grieta registrado fue de 1.5 mm y su espesor residual fue de 0.6 mm. Para la misma distorsión anterior, en el paso 346 para una carga de +33.75 t (331.10 kN), el mayor espesor de las grietas diagonal principal [\] llegó a 4 mm y el espesor residual fue 2.5 mm.

En la repetición del ciclo de distorsión de 0.6%, se presentaron nuevas grietas tanto cuando la acción fue de empuje, cuando fue de jalar. Además, se observó desprendimiento de concreto; puede ser por aplastamiento.

Para una distorsión de 0.8% (desplazamiento horizontal de 20.32 mm) se alcanzó la carga máxima de -38.1 t (373.76 kN), en el paso 417. A partir de ese punto la carga empezó a descender suavemente y el mayor espesor de la grieta registrado fue de 3.5 mm y su espesor residual fue de 1.25 mm. Se observó que las grietas inclinadas se prolongaron a los elementos de bordes laterales. El daño fue severo en las partes inferiores de los elementos de bordes laterales del muro. En el otro sentido de la carga para la misma distorsión, el espesor máximo de la grieta registrada fue de 5 mm y el espesor residual fue de 4 mm.

Para una distorsión de 0.8% primera repetición, en ambos sentidos de la carga, se agrietó la losa superior lado Este. Además, aparecieron más grietas y aplastamiento en los elementos de bordes laterales.

Para una distorsión de 1%, en sentido positivo de la carga y 1.12% en sentido negativo de la carga, se presentaron grietas entre la base del muro y la cimentación y aumentó el aplastamiento de los elementos de bordes laterales. Se completó el ciclo y se alcanzó una carga de +35.85 t (351.7 kN) que corresponde al 94% de la carga máxima. Después la prueba se terminó. Durante este último ciclo las grietas inclinadas tuvieron como espesores máximos 12 mm [\] y 6mm [/], y los espesores residuales fueron de 8 mm y 2 mm, respectivamente. El muro mostró buena capacidad de deformación.

En la figura 4.1 Se muestra la secuencia de la evolución de daños ocasionados por las cargas laterales cíclicas. En la figura (b), Se presenta la primera grieta diagonal principal, a una distorsión

de 0.15%, no llegó a pasar hasta los elementos de bordes laterales. Esta grieta fue de casi de 45° , respecto a la diagonal del muro. En la figura (c), se observa cuando aparece la segunda grieta diagonal principal en el otro sentido para una distorsión de 0.35%.

Se observó que el daño estuvo dominado por grietas debidas a tensión diagonal en ambos sentidos.

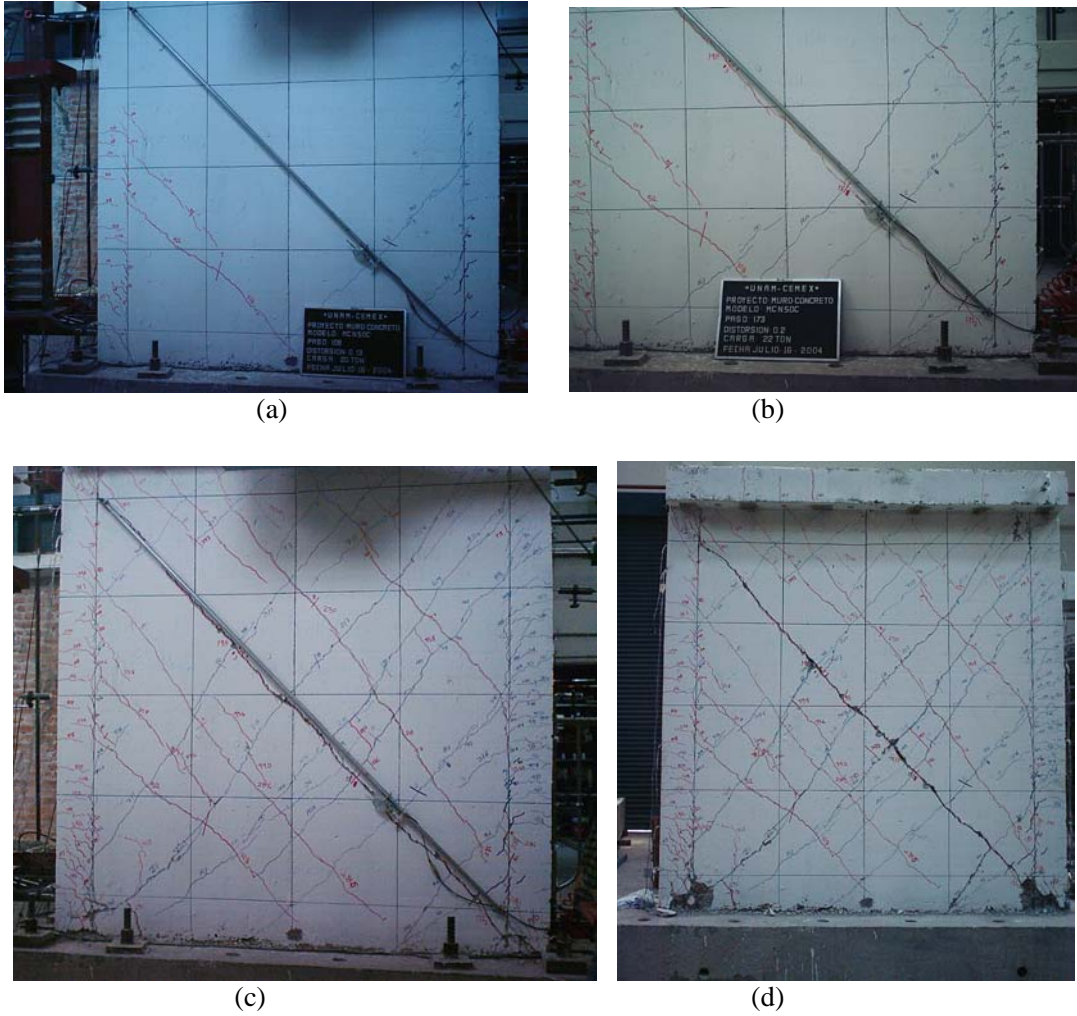


Figura 4.1 Secuencia de la evolución de daños

Patrón de agrietamiento. Se muestra a continuación las grietas más importantes que fueron monitoreadas durante el ensaye.

En las figuras 4.2 y 4.3, se observa el estado del muro. Los cortes fueron indicadas de manera secuencial a medida que se fueron presentando las grietas.

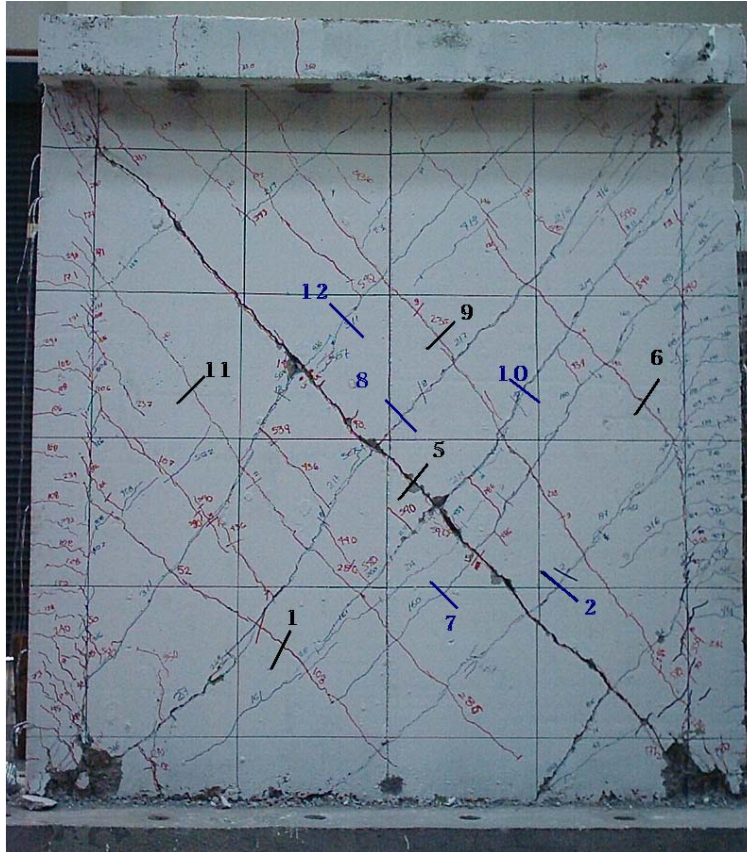


Figura 4.2 Grietas inclinadas

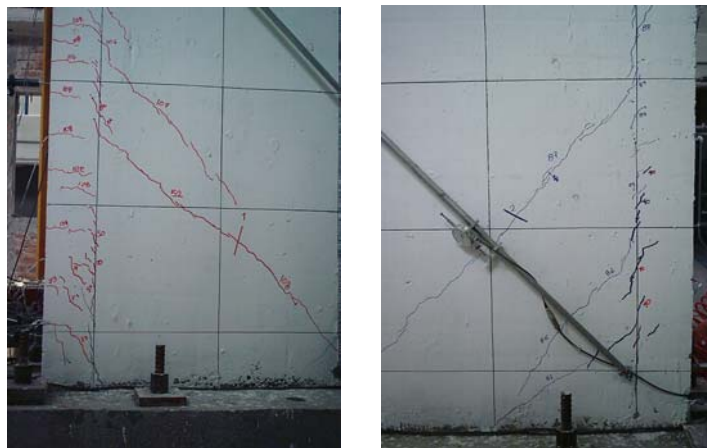


Figura 4.3 Primeras grietas iniciales en las esquinas inferiores del modelo

En la tablas 4.1 y 4.2 se presentan aquellas grietas que superaron 1 mm de espesor, (r) representa la repetición del ciclo. Los valores sombreados representan; el máximo espesor de grieta y las grietas residuales al final del ensaye.

Tabla 4.1 Espesores de grietas de modelo MCN-57-C, dirección negativa de la carga [l]

Eventos; carga, distorsión		Espesores de grietas(ver cortes) [l]				
		2 (mm)	7 (mm)	8 (mm)	10 (mm)	12 (mm)
Carga	(-20t)r	0.5				
	(0)r	0.3				
Distorsiones	0.20%	0.50	0.50			
	0%	0.05	0.30			
	0.2%(r)	0.50	0.60			
	0%(r)	0.10	0.25			
	0.40%	0.60	0.80	1.00		
	0%	0.25	0.41	0.35		
	0.4%(r)	0.45	0.85	1.00	0.90	
	0%(r)	0.15	0.35	0.25	0.50	
	0.60%	0.80	1.25	1.50	1.25	
	0%	0.10	0.41	0.60	0.60	
	0.6%(r)	0.60	1.05	1.25	1.80	1.50
	0%(r)	0.25	0.45	0.50	1.00	0.50
	0.80%	0.55	1.50	2.50	3.00	3.50
	0%	0.60	0.60	2.00	1.50	1.25
	0.8%(r)	0.65	1.60	2.00	4.00	3.00
	0%(r)	0.41	0.80	1.00	0.41	1.00
	1.0%	1.50	1.50	3.50	5.00	3.70
	0%	0.50	0.60	1.50	2.00	2.00
	1.0%(r)	0.85	1.50	2.50	6.00	4.00
	0%(r)	0.50	1.00	1.80	2.00	3.00

Tabla 4.2 Espesores de grietas de modelo MCN-57-C, dirección positiva de la carga [μ]

Eventos; carga, distorsión	Espesores de grietas(ver cortes) [μ]					
	1 (mm)	5 (mm)	6 (mm)	9 (mm)	11 (mm)	
Carga	(+20t)r	0.41	0.50	0.20		
	(0)r	<0.05	0.06	0.05		
Distorsiones	0.20%	0.60	0.60	0.60		
	0%	0.05	0.30	0.15		
	0.2%(r)	0.50	0.50	0.60		
	0%(r)	0.10	0.18	0.15		
	0.40%	0.60	2.00	0.45	1.25	
	0%	0.20	1.25	0.20	0.25	
	0.4%(r)	0.60	2.00	0.50	0.60	0.50
	0%(r)	0.10	1.00	0.30	0.30	0.10
	0.60%	0.50	4.00	0.60	2.00	0.80
	0%	0.18	2.00	0.20	0.50	0.35
	0.6%(r)	0.60	4.00	0.55	1.00	1.00
	0%(r)	0.30	2.50	0.25	0.30	0.25
	0.80%	1.00	5.00	0.80	1.50	1.25
	0%	0.80	4.00	0.20	0.55	0.80
	0.8%(r)	1.20	6.00	0.60	2.00	1.10
	0%(r)	0.90	5.00	0.50	1.00	0.70
	1.0%	2.50	8.00	1.50	3.00	1.80
	0%	2.00	6.00	0.35	0.80	0.90
	1.0%(r)	2.00	12.00	0.60	2.00	1.50
	0%(r)	1.80	8.00	0.45	0.60	0.80

En la figura 4.4, se presenta el daño del modelo MCN-57-C después que se retiró la instrumentación. En dicha figura se puede observar una distribución más o menos uniforme del agrietamiento en el alma del muro.

La unión de los elementos de bordes laterales y la cimentación presentaron daños significativos (ver figura 4.5), así como las grietas inclinadas.

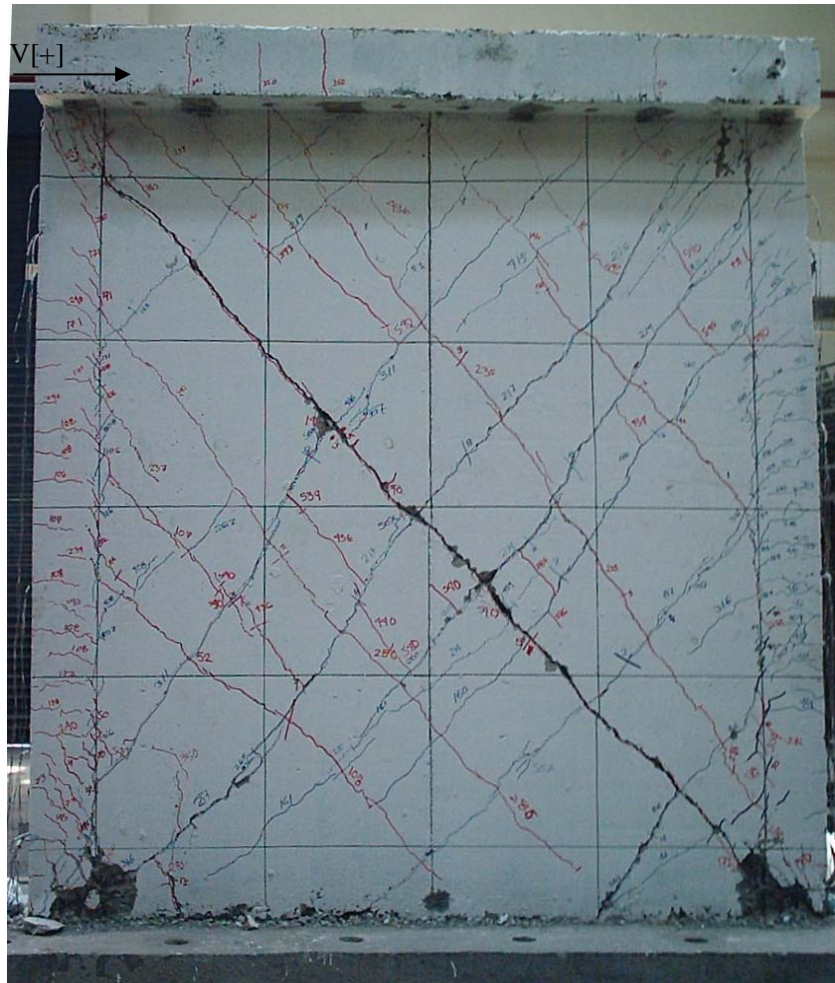


Figura 4.4 Aspecto final de daño del modelo MCN-57-C

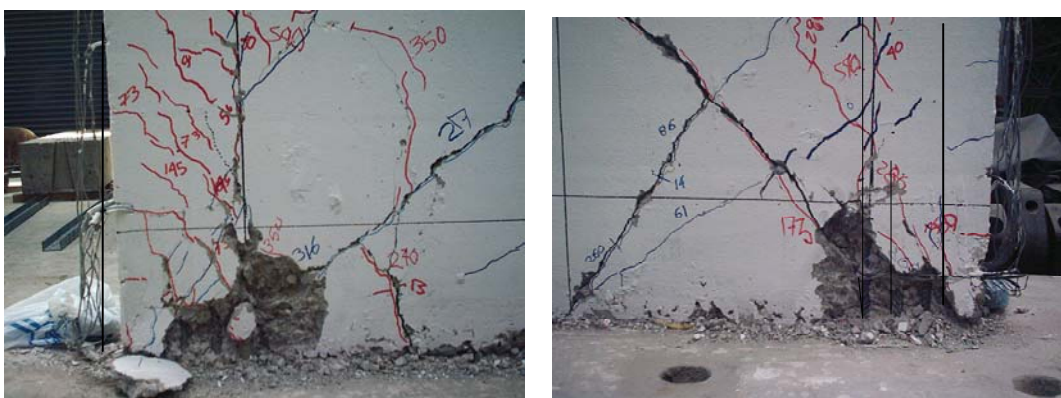


Figura 4.5 Daños en la base de los elementos de bordes laterales

4.2.2 Curva de histéresis

La curva de histéresis resume el comportamiento global inelástico fuerza cortante-distorsión del espécimen. En ella se identifican los ciclos de carga y descarga a distorsiones crecientes del ensaye cíclico reversible.

La curva de histéresis del modelo MCN-57-C se muestra en al figura 4.6.

Se observó que, para ciclos consecutivos (misma distorsión) la resistencia era menor, lo cual indica que hubo degradación de la rigidez y resistencia debido al daño del muro.

La curva de histéresis fue relativamente simétrica entre ciclos positivos y negativos y con lazos relativamente estables hasta una distorsión de 0.2 %. Para ciclos a mayor distorsión se observó una degradación de rigidez y resistencia, así, como un adelgazamiento considerable de los ciclos histeréticos.

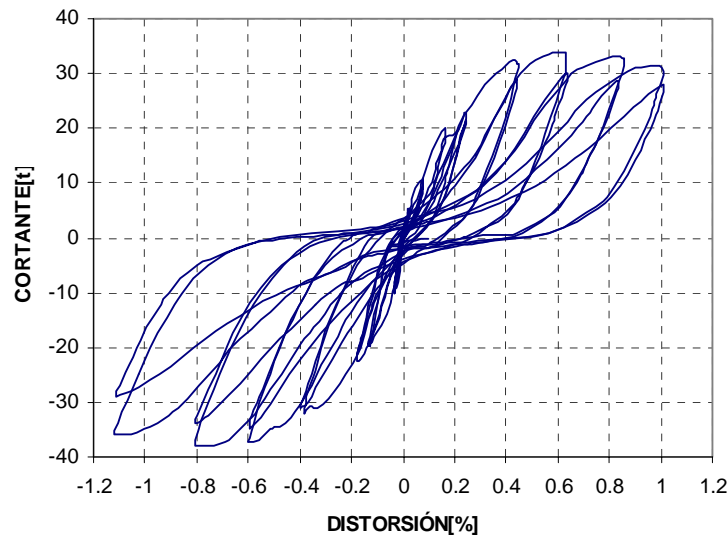


Figura 4.6 Curva de histéresis del modelo

El comportamiento del muro fue elástico hasta una carga aproximada de + 20 t (196.2 kN) y 0.20% de distorsión. El comportamiento inelástico del modelo se inició después del primer agrietamiento diagonal importante.

Se observó que después que ocurrió el agrietamiento diagonal inicial, el modelo resistió fuerzas cortantes mayores, lo cual se atribuye a la reserva de capacidad existente en el modelo, hasta la formación completa de la grieta en forma de X.

Después de llegar a su resistencia la capacidad de carga decreció moderadamente en 6% hasta detener el ensaye (entre las distorsiones de 0.8% a 1%). En esta etapa de comportamiento no lineal se observó mayor deterioro de resistencia y rigidez en los ciclos negativos. Este fenómeno se atribuye al daño producido en los semiciclos positivos y negativos y al daño en el alma del muro y a las partes inferiores de los elementos de bordes laterales.

Los lazos de histéresis mostraron estrechamiento en los últimos ciclos, el daño a cortante del muro provocó el adelgazamiento de la curva de histéresis cerca del origen.

4.2.3 Envolvente.

La envolvente de respuesta de los ciclos positivos y negativos de la curva de histéresis se halló al unir con una línea los puntos máximos en cortante y distorsión de cada lazo de histéresis. La envolvente de este modelo mostró comportamiento similar; la respuesta de los ciclos negativos presentó ligeramente mayor cortante.

En el lazo positivo, la carga máxima fue de +33.7 t (330.6 kN) con 0.63% de distorsión y la carga última fue de +28.15 t (276.2 kN) con 1.01% de distorsión.

Para el lazo negativo la carga máxima fue de -38.1 t (373.8 kN) con 0.8% de distorsión, la carga última fue de -35.8 t (351.2 kN) con 1.12% de distorsión.

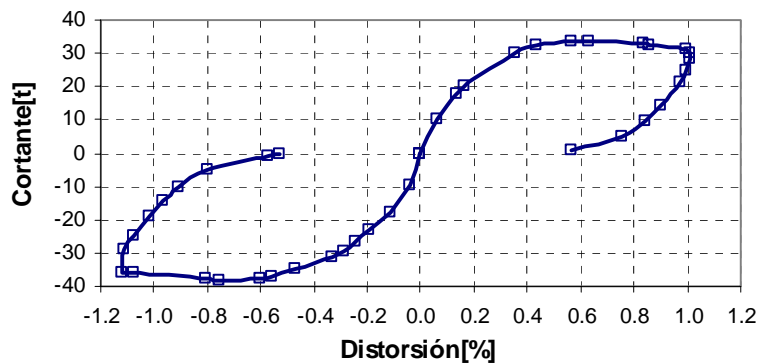


Figura 4.7 Envolvente de respuesta

4.2.4 Rigidez

La rigidez es un parámetro muy importante en el análisis de estructuras. Involucra la geometría y las propiedades de los materiales que forman dicha estructura. La rigidez inicial teórica se determinó a partir de la rigidez elástica, y como el ensaye del muro se hizo como un sistema de carga en voladizo, la rigidez elástica se calculó tomando en cuenta las componentes de flexión y de corte.

$$k = \left[\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{AG} \right]^{-1} \quad (4.1)$$

donde:

h = altura del modelo (241 cm)

E = módulo de elasticidad del material que forma al modelo (142,115 kg/cm²)

I = momento de inercia con respecto al centroide de la sección transversal (27.2 m⁴)

A = área de cortante (2,395 cm²), y

G = módulo de rigidez al cortante (59,215 kg/cm²)

En los módulos, la rigidez depende de las propiedades del alma del muro. La rigidez secante inicial experimental se halló de calcular la pendiente de la línea que une el origen de coordenadas con el primer punto capturado durante los ensayes, debido a que esta rigidez secante contiene poca pérdida de rigidez inicial.

La rigidez secante de agrietamiento, la rigidez al inicio de fluencia y la rigidez por resistencia se hallarán calculando la pendiente de la línea que une los lazos extremos para cuando se presenta la primera diagonal principal, la primera fluencia en el refuerzo y la resistencia, respectivamente.

En la tabla 4.3 Se muestra la rigidez inicial, teórica (ec 4.1) y la rigidez inicial experimental y su relación.

Tabla 4.3 Comparación entre rigidez inicial, teórica y experimental

Modelo	Rigidez inicial teórica [kN/m] (t/cm)	Rigidez inicial experimental [kN/m] (t/cm)	Rigidez inicial teórica Rigidez inicial experimental
MCN57C	[573208](584.31)	[225630](230)	2.5

En la tabla 4.4 se muestra la rigidez experimental para los estados límites.

Tabla 4.4 Rigidez en estado límite

Espécimen	Rigidez inicio de agrietamiento [kN/m] (t/cm)	Rigidez inicio de fluencia [kN/m] (t/cm)	Rigidez por resistencia [kN/m] (t/cm)
MCN57C	[45793](46.7)	[30156](30.7)	[16285](16.6)

4.2.5 Degradación de Rigidez

La degradación de rigidez en los modelos se estudio empleando el concepto de rigidez de ciclo. El cálculo de dicha rigidez se hizo hallando la pendiente de la recta que une los lazos extremos de los ciclos positivos y negativos de la gráfica de histéresis.

En la figura 4.8 se presentan las curvas de degradación de rigidez versus la distorsión para el modelo. Resulta interesante observar que la tendencia de degradación sigue una función parabólica.

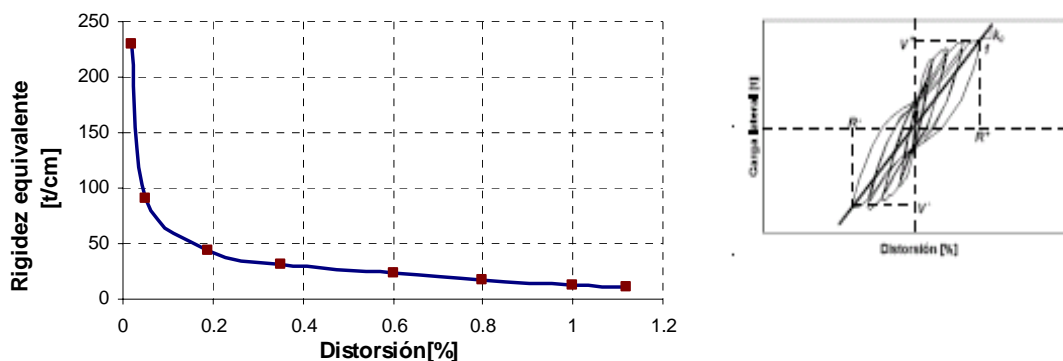


Figura 4.8 Degradación de rigidez equivalente del modelo

Para la distorsión de 0.05% la rigidez decayó en forma acelerada en un 60% respecto a su rigidez inicial, a partir de este momento la degradación decreció de manera moderada. Para la distorsión de 0.2%, la rigidez disminuyó en 81% respecto a la rigidez inicial, para la distorsión de 0.35% la

rigidez disminuyó en 87% y para la distorsión de 0.6% su rigidez disminuyó en un 90%. Se detuvo el ensaye cuando su rigidez inicial decayó en 95% para una distorsión de 1.12%.

Se observa un mayor deterioro de la rigidez para las primeras etapas de carga que para los últimos ciclos. Para la distorsión de 0.2% empieza a estabilizarse la degradación de su rigidez. Este efecto se atribuye en primer término al agrietamiento horizontal en los elementos de borde laterales y a las pequeñas grietas inclinadas cercanas a la base del muro; en segundo término, la degradación de rigidez es atribuida al agrietamiento y aplastamiento de los muros en sus elementos de borde en su parte inferior.

Aunque la rigidez del modelo decayó al aplicar ciclos a la misma deformación, el mayor deterioro fue generado por los ciclos en que se alcanzaban por primera vez distorsiones mayores.

4.2.6 Deformación angular

En las últimas décadas se han llevado a cabo muchos estudios experimentales de muros sometidos al efecto de cargas laterales. Sin embargo, en la mayoría de los casos, los resultados se presentan en términos de la carga lateral contra la deformación total. Hay pocos datos disponibles referentes a las deformaciones por corte y flexión, básicamente por la dificultad de separar la deformación total en estas dos componentes principales.

El modo de falla de los muros se estudió a partir de la contribución de las deformaciones por flexión y por cortante que se originan en los muros bajo la acción de cargas laterales. El estudio de las deformaciones por corte y por flexión permite entender mejor el modo de falla de los modelos.

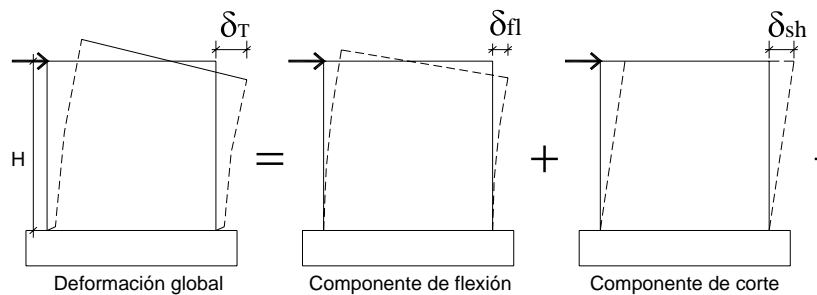


Figura 4.9 Contribución de desplazamientos en los muros.

Las fuerzas cortantes producen una deformación angular o distorsión, de la misma manera que las fuerzas axiales originan deformaciones longitudinales, pero con una diferencia fundamental: un elemento sometido a tensión experimenta un alargamiento, mientras un elemento sujeto a una fuerza cortante no varía la longitud de sus lados, manifestándose por el contrario un cambio de forma, de rectángulo a paralelogramo. En este trabajo se define la distorsión, como el cociente entre el desplazamiento horizontal medio en la losa y la altura de dicho punto con respecto a la viga de cimentación.

De acuerdo a las hipótesis básicas de resistencia de materiales (Gere y Timoshenko, 1986), la deformación angular γ es aquella debida a los esfuerzos cortantes que actúan sobre un elemento determinado del modelo y se define mediante la expresión siguiente:

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| \quad (4.2)$$

donde:

$$\varepsilon_1 = \delta_1/L_1 \quad \text{y} \quad \varepsilon_2 = \delta_2/L_2 \quad (4.3)$$

siendo:

γ =deformación angular del tablero por corte

ε_1 =deformación de la diagonal anterior

ε_2 =deformación de la diagonal posterior

δ_1 =acortamiento o alargamiento medio en la diagonal anterior

δ_2 =acortamiento o alargamiento medio en la diagonal posterior.

L_1 =longitud inicial de la diagonal anterior

L_2 =longitud inicial de la diagonal posterior.

En la deformación angular así calculada se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas del muro de concreto. Para una carga lateral aplicada, mientras en una diagonal se registra un alargamiento, en la otra se presenta un acortamiento.

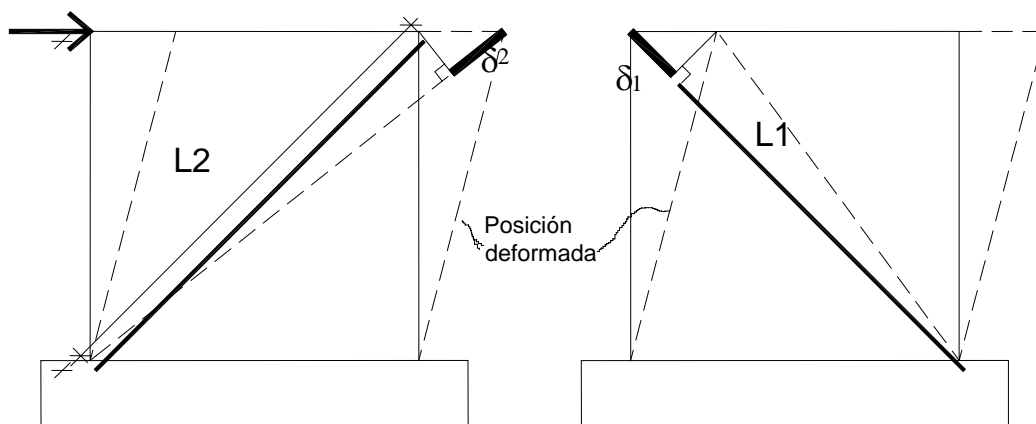


Figura 4.10 Deformación angular de un muro

Al observar la ecuación 4.2, se puede percibir que este método tiene la desventaja de proporcionar la deformación angular siempre con signo positivo. Una vez calculada la deformación angular se deben hacer cambios de signo en los valores correspondientes a los ciclos negativos, para dar congruencia a la deformación angular con el sentido de carga.

Para hallar la deformación angular por flexión de manera indirecta, primero se calcula la deformación angular por corte (ec 4.2), luego restamos a la deformación global (curva cortante distorsión). En la deformación angular calculada con la ec 4.2 se incluye deformaciones elásticas e inelásticas del muro. Estas últimas están asociadas al agrietamiento, aplastamiento, y deslizamiento que se presentan durante el ensaye.

La similitud de la curva de la figura 4.11 con la curva histerética permite afirmar que el comportamiento de este modelo estuvo regido mayormente por las deformaciones por corte. Esta

hipótesis se confirma con el análisis de las contribuciones de las deformaciones en la figura 4.12. El agrietamiento del muro uniformemente distribuido y semejante para ambas direcciones de carga son consistentes con esta característica.

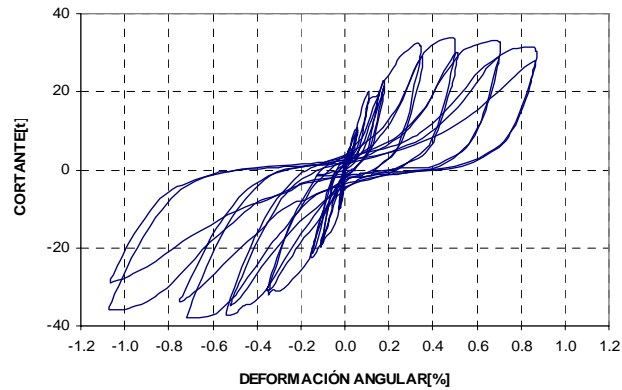


Figura 4.11 Deformación angular

Se puede apreciar un comportamiento elástico-lineal para los ciclos iniciales del ensaye. Este comportamiento se conservó hasta la aparición del primer agrietamiento inclinado. Durante la etapa posterior al agrietamiento del modelo se presentó una relación entre la carga lateral y las deformaciones angulares muy parecida a la que se exhibe en la curva histerética. Al calcular la tasa de crecimiento de la deformación angular durante el ensaye, se observó que fue, en promedio, 10% menor que la de la distorsión. Sin embargo, el comportamiento mostrado por ambas variables es prácticamente el mismo.

El comportamiento de la deformación angular fue relativamente estable, con buena disipación de energía hasta el 0.2% de distorsión. Los incrementos más importantes en la deformación angular se presentaron durante los picos de los ciclos de distorsión, a partir de la resistencia máxima. Estos incrementos se asociaron con el aumento en la anchura de grietas permitido por la plastificación del refuerzo en el alma sujeto a esfuerzos de tensión considerables.

En la figura 4.12 se observa la mayor contribución por corte durante el ensaye. Se halló un 76% de contribución por corte y un 24% de contribución por flexión de la distorsión total durante el ensaye.

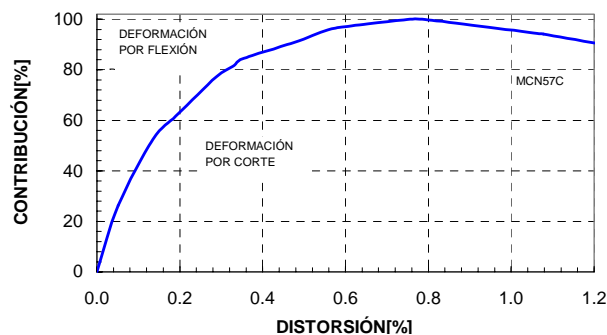


Figura 4.12 Componente de la contribución por corte y por flexión

4.2.7 Deslizamiento y expansión

El deslizamiento del muro como cuerpo rígido se midió durante el ensayo mediante un transductor de desplazamiento ubicado al centro de la base del muro. Este transductor registraba el desplazamiento entre el muro y la viga de cimentación. El desplazamiento de esta última fue, a su vez, registrado por otro transductor. El desplazamiento máximo de la viga de cimentación respecto a la losa de reacción fue 0.106 mm por lo que el postensado para fijar a la losa de reacción se consideró adecuado.

En la figura 4.13, se presenta el deslizamiento del modelo en términos de distorsión, es decir se han normalizado las lecturas del transductor dividiendo entre la altura en la que se ubica el transductor que registraba la distorsión del muro (2425mm aproximadamente). Con esto se facilita la comparación del corrimiento con la distorsión total registrada durante el ensayo.

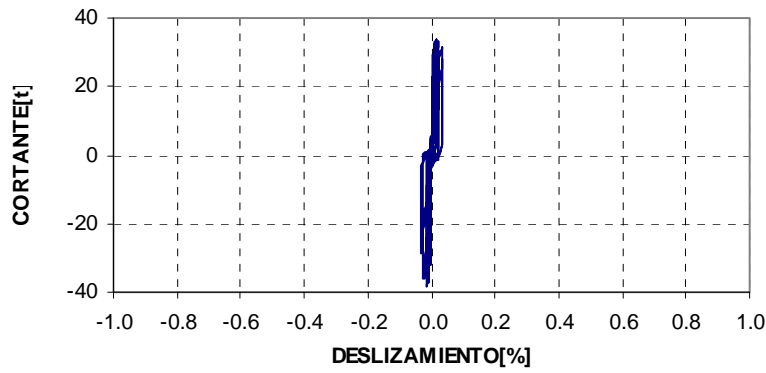


Figura 4.13 Deslizamiento de la base del muro respecto a la viga de cimentación

El desplazamiento máximo de deslizamiento de muro respecto a la viga de cimentación fue de 0.8 mm para la última carga de +28.15 t (276.2 kN) y una distorsión global de 1%. Y el porcentaje de deslizamiento máximo del muro respecto a su distorsión global es el 0.032%.

El estudio de la expansión del muro en su plano es importante porque es una medida de la curvatura (deformación) general y local de los elementos del marco de confinamiento. Por lo tanto la expansión es una medida de alargamiento del muro en su plano, asociada con el cambio de dimensión longitudinal del muro y las curvaturas en las columnas, debido a las cargas aplicadas. La expansión del muro se midió a la mitad de la altura del muro con el transductor denominado H13 y en la parte superior con el H11 y en la parte inferior con el H12.

La variación de la expansión al centro del muro con respecto a la carga lateral se muestra en la figura 4.14. La expansión se expresa como deformación al dividir las lecturas entre la longitud inicial del tramo instrumentado (2.30m aproximadamente).

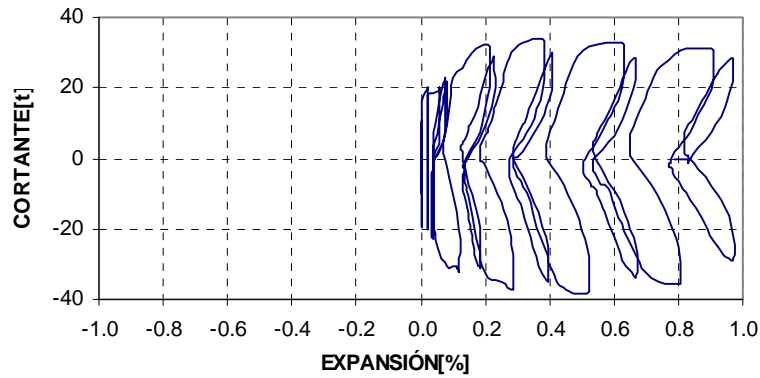


Figura 4.14 Expansión a la mitad de la altura del modelo

Se encontró que la expansión comenzó a presentarse en forma significativa después de que ocurre el cortante de agrietamiento. Para efectos prácticos, la curva cortante-deformación puede modelarse en forma tri_lineal, con un primer tramo limitado por la carga de agrietamiento, donde la expansión es despreciable, un segundo segmento entre la carga de agrietamiento y la carga máxima, en el cual aumentó apreciablemente la expansión, y un tercer tramo después de la resistencia del modelo, donde continuó la expansión a mayor distorsión.

Se considera interesante establecer una correlación entre expansión y la distorsión que se puede presentar en este tipo de muros de concreto ante cargas sísmicas, con este propósito se muestra la figura 4.15, la relación observada entre estos dos parámetros en el modelo.

En general, se encontró la expansión del modelo tiende a ser las 3/4 cuartas partes de la distorsión global.

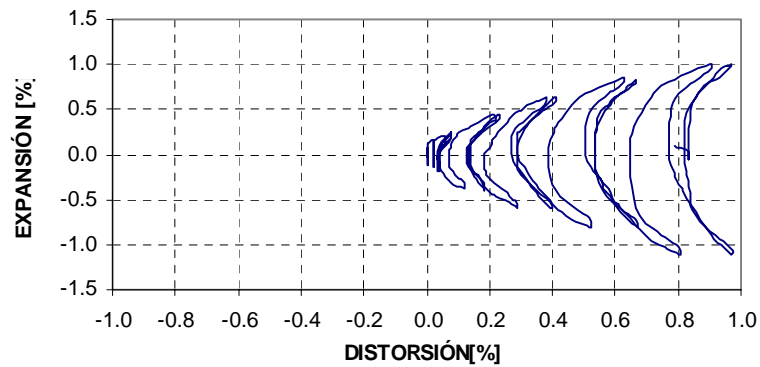


Figura 4.15 Expansión a la mitad de la altura del modelo

4.2.8 Rotación y curvatura

Las rotaciones de los muros se determinaron con base en los registros de transductores de desplazamientos verticales colocados en los extremos de los muros. La rotación se calculó con la expresión siguiente:

$$\theta = (L_t - L_c) / s \tag{4.4}$$

donde:

θ = rotación del muro.

L_t =desplazamiento medido en el lado a tensión.

L_c =desplazamiento medido en el lado a compresión

S = distancia entre los transductores.

Los valores de L_t y L_c se midieron con los instrumentos V1 y V3

La rotación que se muestra en la figura 4.16, las rotaciones se incrementó y su valor máximo fue de 0.15% para la dirección positiva de la carga y 0.098% de rotación máxima para la dirección negativa de la carga.

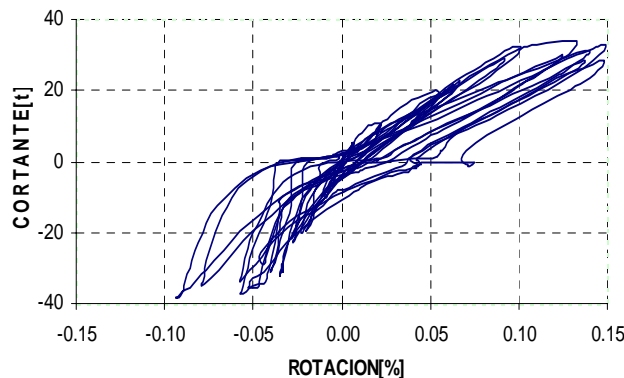


Figura 4.16 Rotación local promedio cerca de la base del modelo

Es interesante hacer notar que la rotación en la base de las elementos de bordes laterales fue menor que el corrimiento del muro. La rotación se registró cuando el refuerzo longitudinal de los elementos de bordes laterales formó un pliegue al ser solicitado a grandes desplazamientos laterales. Este pliegue permitió un desplazamiento relativo entre secciones transversales de los elementos de bordes laterales, que se traducen en el corrimiento completo del muro.

De acuerdo con la rotación calculada, la curvatura se obtiene como

$$\Phi = \theta/H \tag{4.5}$$

donde:

H =altura del muro y

θ = la rotación del muro.

La curvatura se muestra en la figura 4.17, tiene un valor máximo de 0.0006% aproximadamente para la dirección positiva de la carga y 0.0004% aproximadamente de rotación máxima para la dirección negativa de la carga.

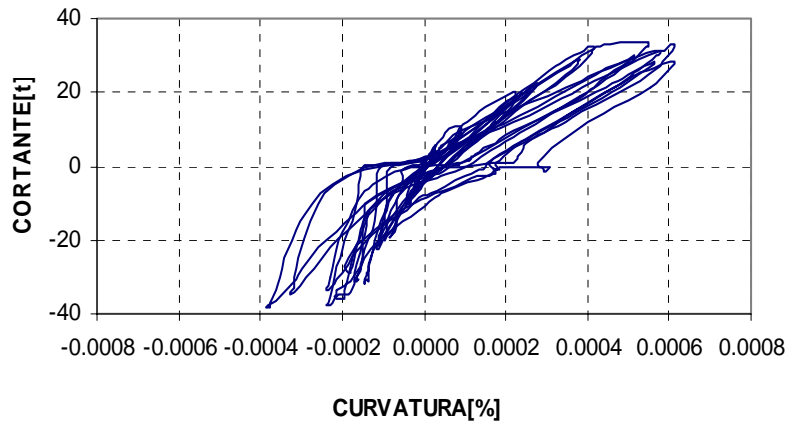


Figura 4.17 Curvatura local promedio cerca de la base del modelo

4.2.9 Disipación de energía

Una estructura sufre deformaciones cuando se le aplica carga, estas deformaciones incrementan el nivel de energía de la estructura (aunque no siempre). De ésta manera se define la energía de deformación como la energía absorbida por la estructura durante el proceso de carga. Esta energía de deformación es el trabajo realizado por la carga (en la etapa elástica).

Cuando la carga se aplica en forma cíclica y supera el límite de elasticidad de los materiales, la energía se disipa debido al proceso de deformación permanente y agrietamiento de la estructura. La energía disipada total acumulada se calculó como el área encerrada por los lazos de la curva de histéresis (fuerza cortante-desplazamiento).

Se puede especular que la energía disipada acumulada tiene dos componentes: la energía disipada debido a las deformaciones por flexión y la debida a las deformaciones por cortante. Estas se deben a la inelasticidad del muro, a la fricción entre las partículas de agregados del concreto, y a la plastificación del refuerzo de los elementos de bordes laterales y a los refuerzos horizontales y verticales del alma del muro.

La respuesta del espécimen se puede evaluar en términos de la energía disipada. Mientras mayor sea la energía disipada, mayor será el amortiguamiento inelástico que el sistema ofrezca, lo que puede producir menores respuestas ante sollicitaciones dinámicas (Flores,1999).

En la figura 4.18 se muestra la energía disipada y acumulada del modelo. Dicha energía se evaluó mediante el cálculo del área contenida dentro de cada ciclo de histéresis. Hasta una distorsión de 0.2% la energía disipada acumulada es muy pequeña, esto corresponde a la etapa elástica y a los primeros agrietamientos. Para los ciclos posteriores, cuando sucedió la formación completa del agrietamiento diagonal en X, la curva de energía mostró crecimiento acelerado que se explica el nivel de daño que mostraron las bases de los elementos de bordes laterales hacia el final de la prueba, el deslizamiento de la base del muro, el aplastamiento de los elementos de bordes laterales, así como la fluencia del acero de refuerzo.

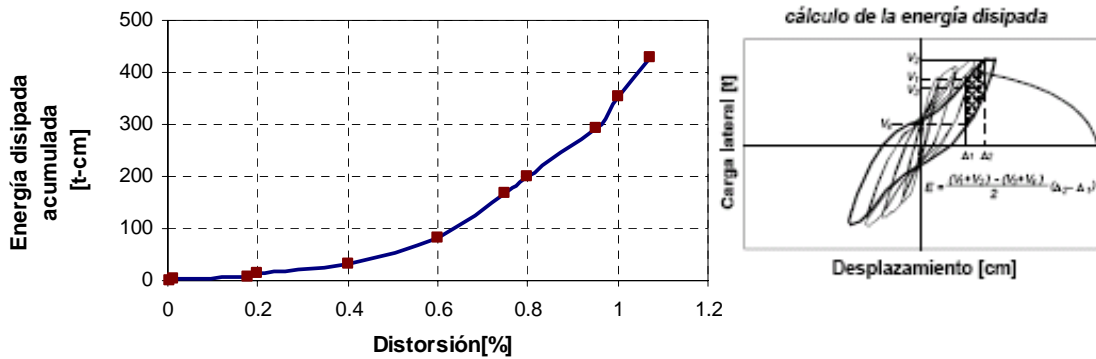


Figura 4.18. Disipación de energía del modelo

4.2.10 Amortiguamiento viscoso equivalente

El análisis de estructuras con rigidez elástica lineal se hace considerando un amortiguamiento de tipo viscoso. Este amortiguamiento es el responsable de disminuir la magnitud de los desplazamientos laterales de una estructura y su comportamiento depende de la velocidad de carga aplicada al modelo. Cuando las estructuras se encuentran en el rango inelástico, el amortiguamiento se vuelve función de la energía disipada. La magnitud del amortiguamiento depende del nivel de plasticidad alcanzado por la estructura.

Una simplificación del análisis de sistemas inelásticos se hace a través del concepto de amortiguamiento viscoso equivalente (Aguilar,1997). El amortiguamiento equivalente se puede calcular si se igualan la energía disipada en un ciclo por la estructura no lineal con la energía disipada por su sistema lineal equivalente. Se calcula como la razón entre la energía disipada en un semiciclo y la energía de deformación medida en el pico de un sistema elástico lineal equivalente multiplicada por $1/2\pi$. Los valores del cociente de amortiguamiento viscoso equivalente se usaron para medir indirectamente el estrangulamiento de los lazos de histéresis.

De esta forma una estructura inelástica (amortiguamiento de histéresis) se cambia por una elástica lineal con amortiguamiento viscoso, y la deformación máxima alcanzada será la misma que en la inelástica.

Se observa de la figura 4.19, que los valores del amortiguamiento para ciclos positivos y negativos se presentan relativamente poco desfasados, y el valor promedio calculado de $H_{eq} (\varepsilon_{eq})$ fue 0.14.

La tendencia de crecimiento del amortiguamiento viscoso es directamente proporcional con la aplicación de las distorsiones durante el ensaye y, por consiguiente, con la generación de daño en el modelo. El amortiguamiento viscoso reflejó la energía disipada del modelo. Por ello el incremento de los valores conforme crece la distorsión

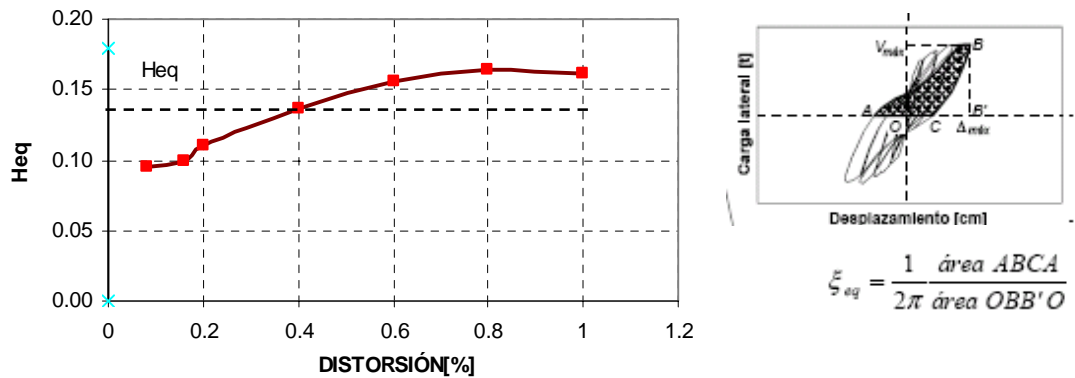


Figura 4.19 Amortiguamiento viscoso equivalente Heq (expresado en porcentaje)

4.2.11 Capacidad de deformación

La ductilidad de una estructura es su habilidad de permitir deformaciones más allá del intervalo elástico, manteniendo su capacidad de carga. La ductilidad es la relación de una deformación y la deformación a la primera fluencia.

$$\mu = \Delta / \Delta_y \quad (4.5)$$

donde:

μ =ductilidad equivalente

Δ =distorsión

Δ_y =distorsión de fluencia idealizada.

Para determinar Δ_y , se usó el criterio de Park (1999), con base en una rigidez secante que corresponde a $\frac{3}{4}$ de la falla. Esta carga se definió para el 15% por ciento de degradación de la resistencia. Con los valores obtenidos se calculó un factor de reducción de fuerzas sísmicas con la siguiente relación (Newmark y Hall, 1982):

$$Q = \sqrt{2\mu - 1} \quad (4.6)$$

La expresión es válido para períodos cercanos al período dominante (región dominada por la velocidad), esto puede ser válido para suelos firmes, pero no para suelos blandos. La deducción de Q se basa en el concepto de igualación de la energía potencial almacenada por el sistema elástico plástico en la distorsión máxima con la energía potencial máxima almacenada por un sistema elástico.

El modo de falla de los modelos depende del grado de contribución de las deformaciones por flexión y por cortante.

Para calcular la ductilidad y el factor de reducción de fuerzas sísmica se utilizaron las ecuaciones 4.5 y 4.6 respectivamente. En la figura 4.20 se muestra la determinación de la ductilidad equivalente y el punto negro es el inicio de la fluencia del modelo.

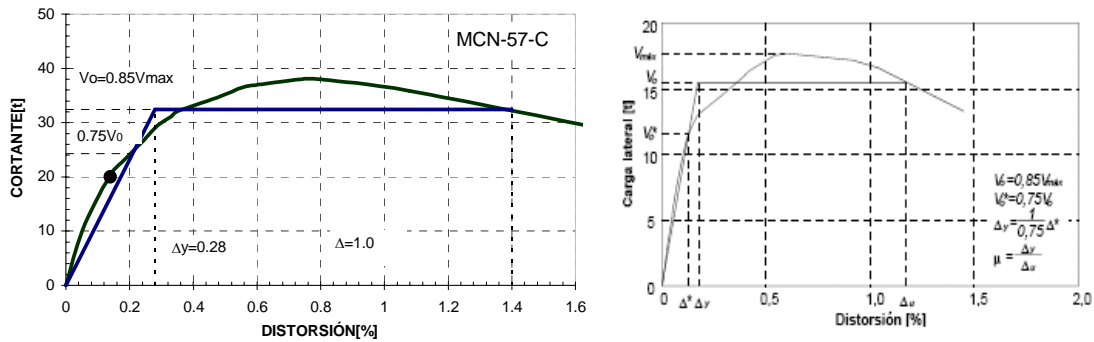


Figura 4.20 Determinación de la ductilidad equivalente del modelo (izq), concepto de ductilidad según Park (der.)

En la tabla 4.5 se presenta los valores de μ y de Q , así como los valores de los parámetros requeridos.

Tabla 4.5 Valores para determinar la ductilidad equivalente

$V_{max}[t]$	$V_o[t]$	$V_o^*[t]$	$\Delta^*[%]$	$\Delta [%]$	$\Delta y[%]$	μ	Q
38.1	32.3	24.3	0.2	1.0	0.3	3.3	2.3

4.2.12 Deformímetros

La resistencia de un material no es el único criterio que debe utilizarse al diseñar estructuras. En ocasiones, la rigidez tiene la misma o mayor importancia. Otras propiedades como la tenacidad y la ductilidad influyen en la elección de un material, en menor grado. Estas propiedades se determinan mediante pruebas de laboratorio y se comparan los resultados obtenidos con los patrones ya establecidos.

La instrumentación interna colocada en el refuerzo longitudinal y transversal de castillos y en los refuerzos horizontales y verticales en el alma del muro permite determinar el nivel de esfuerzos alcanzados en los puntos de interés, con base a las lecturas registradas en los canales correspondientes.

La información obtenida fue copiosa, por lo que en éste capítulo sólo se presenta información y análisis de aquellos sensores que fueron relevantes y que concierne a las conclusiones del proyecto.

Para facilitar la apreciación visual del efecto de la fluencia del refuerzo en la respuesta de los modelos, se muestra la curva cortante versus distorsión para el instante en que sucedió el evento.

De los ensayos de las barras de acero de refuerzo se obtuvo una deformación unitaria promedio, correspondiente al inicio de la fluencia $\epsilon_y=0.0022$. En los ensayos se consideró que la fluencia de las barras de refuerzo se deba al presentarse una plataforma de fluencia ante carga constante para una deformación cercana a ϵ_y .

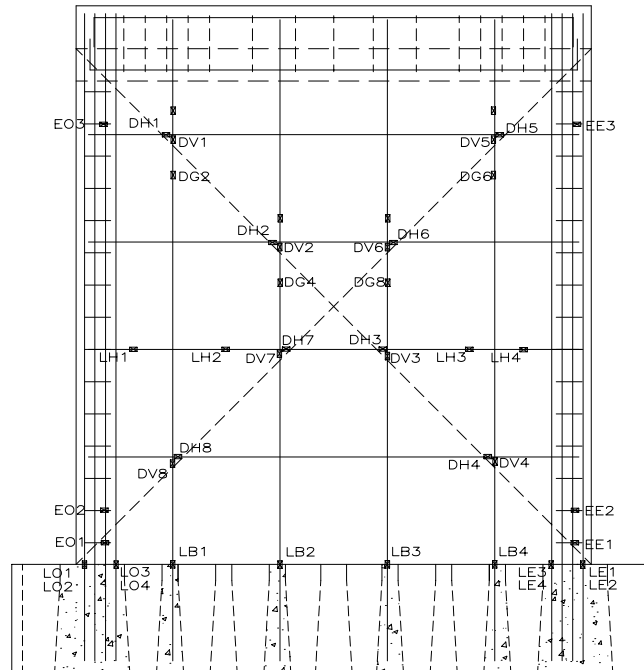


Figura 4.21 instrumentación de los refuerzos del modelo MCN-57-C

Refuerzo en los elementos de los bordes laterales

Se colocaron deformímetros en refuerzos longitudinales y en estribos. Todo con la finalidad de medir la fluencia del refuerzo cuando fue sometido a esfuerzos por corte y flexión (tensión y compresión).

Para el caso de los estribos, el deformímetro EE1 registró fluencia para un cortante de -37.65 t (368.9 kN), con 0.71% de distorsión, y su deformación máxima llegó hasta un $1.8\epsilon_y$.

En el deformímetro EO1 se registró fluencia para un cortante de +33.75 t (331.1 kN), con distorsión 0.6%, y su deformación máxima llegó hasta $1.2\epsilon_y$. (ver figura 4.22).

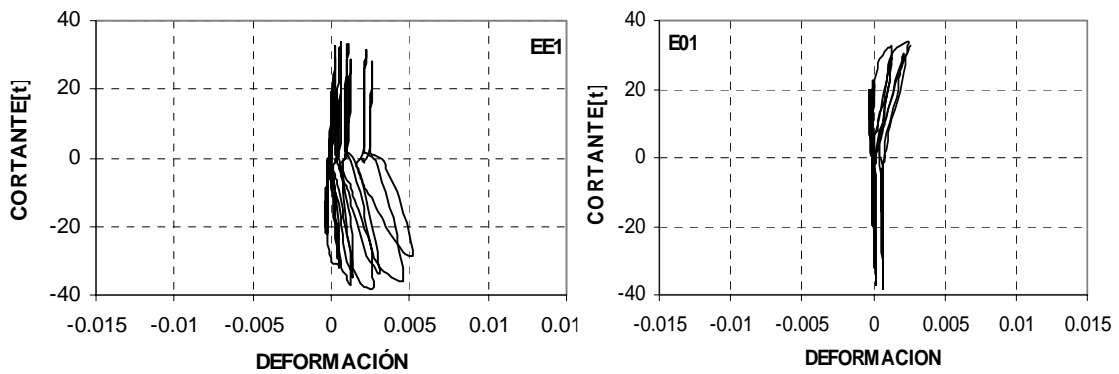


Figura 4.22 Deformación de los estribos EE1 y EO1 del modelo

Para los demás estribos, EE2, E02 y EE3 sus deformaciones máximas llegaron a $0.6\varepsilon_y$, $0.57\varepsilon_y$, $0.5\varepsilon_y$ respectivamente. Los estribos más cercanos a la cimentación fueron los más esforzados.

Para el caso del refuerzo longitudinal de los elementos de bordes laterales, los ocho deformímetros colocados en la parte inferior, sólo fluyen cuatro barras, estos son LE1, LE2, LO2 y LE4.

La barra del deformímetro LE2 registró fluencia para un cortante de -31.15 t (305.6 kN) con distorsión 0.33% . Luego fluyeron las barras de los deformímetros LE1, LO2, LO2, y LE4. Las deformaciones máximas se presentaron en las barras del deformímetros LE2 y LO2 con $4.81\varepsilon_y$ (ver figura 4.23)

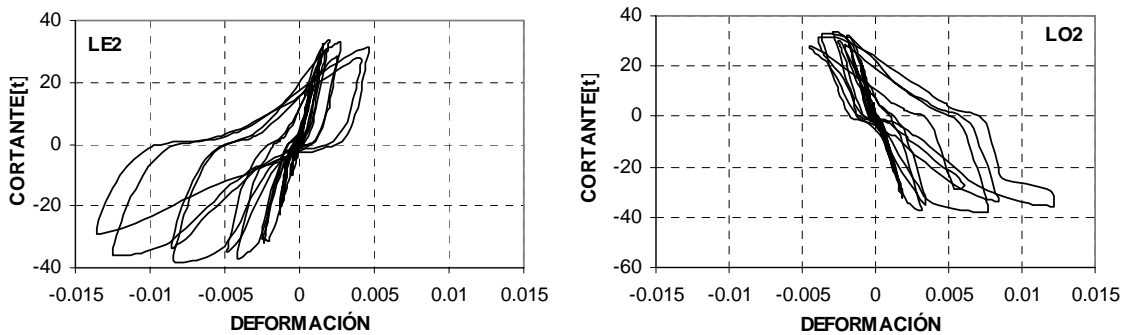


Figura 4.23 Deformación de las barras longitudinales LE2 y LO2 de la columnas del modelo

Las barras de los deformímetros LO3, LE3 y LO4 llegaron a deformaciones de $0.35\varepsilon_y$, $0.5\varepsilon_y$, $0.82\varepsilon_y$, respectivamente. La barra del deformímetro LO1 no registró datos.

Los estribos y los refuerzos longitudinales de los elementos de bordes laterales incursionaron en el intervalo inelástico.

Refuerzo en el alma del muro

Los deformímetros cercanos a la cimentación de las barras verticales, LB1, LB3 y LB4 registraron fluencia, la barra LB3 fluyó primero para una carga de -31.15 t (305.6 kN) con distorsión 0.15% , su deformación máxima fue de ε_y (ver figura 4.24). Luego fluyó la barra del deformímetro LB1 (ver figura 4.24) para un cortante de $+25.85\text{ t}$ (253.6 kN) con distorsión 0.29% , su deformación máxima llegó a $4\varepsilon_y$.

La fluencia en la barra del deformímetro LB4, se presentó para un cortante de -20 t (196.2 kN), con distorsión 0.81% . La deformación máxima de la barra LB2 fue de $0.6\varepsilon_y$.

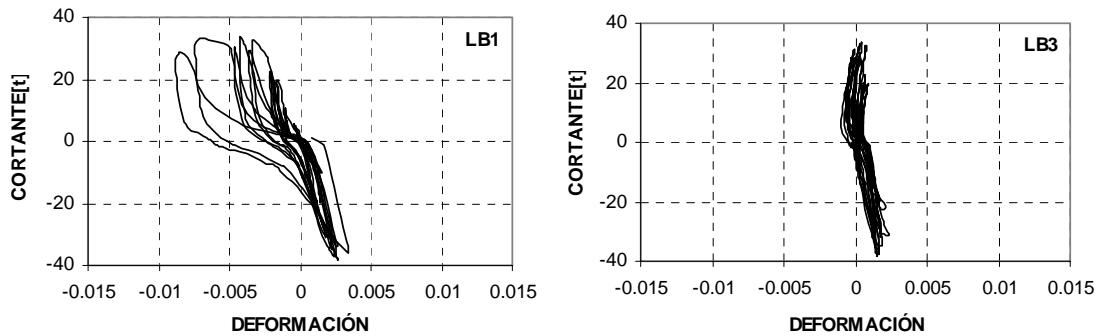


Figura 4.24 Deformación de las barras del panel LB1 y LB3 del modelo

En el caso del refuerzo horizontal a la mitad del muro, los cuatro deformímetros registraron fluencia. Los deformímetros LH2 y LH3 (ver figura 4.25) registraron fluencia al mismo tiempo para un cortante de +32.5 t (318.8 kN) y distorsión 0.43%, y sus deformaciones máximas para LH2 y LH3 fueron $1.02 \varepsilon_y$ y $5.46 \varepsilon_y$ respectivamente.

El deformímetro LH4 registró fluencia para +32.2 t (315.9 kN), distorsión de 0.85%, y su deformación máxima fue $1.34 \varepsilon_y$. El deformímetro LH1 registró fluencia para -33.85 t (332.1 kN) con distorsión 1.10%, siendo su deformación máxima $1 \varepsilon_y$.

Se observó que las grietas diagonales importantes pasaron muy cerca del deformímetros LH3.

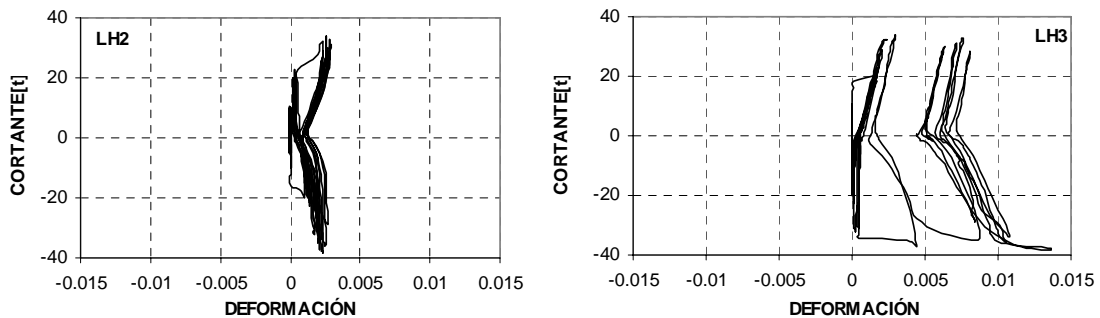


Figura 4.25 Deformación de las barras LH2 y LH3 del panel del modelo

En el caso de los deformímetros en las diagonales principales; el deformímetro DH7, registró fluencia en el paso 148, cortante +20 t (196.2 kN) y distorsión 0.15%, el punto de fluencia se dio en el mismo momento en que se presenta la primera grieta diagonal importante [1].

Para la carga de -32.2 t (315.9 kN) y distorsión de 0.36% registraron fluencias los deformímetros DH1, DH2, DV2, DH3, DV3, DV7 y DV8 cuando se presentaron la segunda grieta diagonal importante [1]. Luego fluyeron DH6 y DH8 para un cortante de +25.85 t (253.6 kN), distorsión 0.29%.

Para una carga de +32.5 t (318.9 kN) y distorsión 0.4% fluyeron DV6 y DG8. Para una, carga de -30.65 t (300.7 kN) y distorsión 0.30% fluyeron DG2 y DV3, luego el deformímetro DH4 registró fluencia para una carga de -37.4 t (366.9 kN), y 0.59% de distorsión.

Todos los deformímetros ubicados en la diagonal en la posición horizontal registraron fluencia, y los deformímetros en la posición vertical tales como los deformímetros DV4 el DG4 y DG6 llegaron sólo a deformarse hasta $0.5 \varepsilon_y$. Los deformímetros DV1, DV5, DH5 no registraron datos.

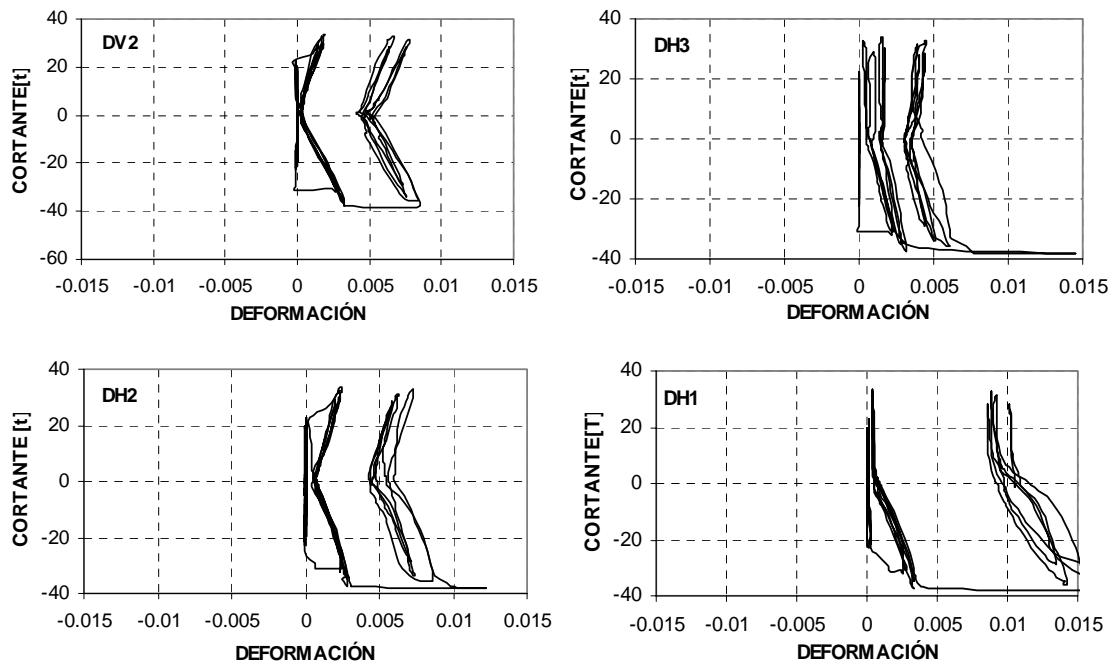


Figura 4.26 Deformación de las barras del alma del muro DV2, DH3, DH1, DH2

En resumen, de los refuerzos colocados en el modelo MCN-57-C, el deformímetro DH7 (barra horizontal central) registra la primera fluencia después de haberse presentado la primera grieta diagonal importante [1], luego los deformímetros LE2, DH1, DH2, DV2, DH3, DV3, DV7 y DV8 registraron fluencias al presentarse la segunda grieta diagonal importante [1].

Las máximas deformaciones se registraron en los deformímetros, LH3, DH1, DH2, DH3, DH6, DG2, LO2 Y LE2 con un promedio de $5.6 \varepsilon_y$.

Como contribución del refuerzo en el muro, de las barras horizontales del alma del muro, el 85% registraron fluencia, y de las barras verticales el 72% registraron fluencia. Primero llegaron a fluir los refuerzos del alma del muro, luego las barras longitudinales y los estribos de los castillos. También concluimos que las barras verticales llegan a absorber parte del cortante.

4.3. MODELO MCN-114-C

Este muro fue sometido a carga cíclica creciente horizontal en su plano a los 30 días después del colado. El ensaye se hizo bajo una carga vertical constante equivalente a un esfuerzo axial uniforme en una sección horizontal del muro de 3 kg/cm^2 (0.29 MPa) equivalente a tres niveles de piso.

De los ensayes de las probetas en el laboratorio, se obtuvo una resistencia a la compresión en el momento del ensaye de 175 kg/cm^2 (17.2 MPa)

Las principales diferencias en el comportamiento de los muros se observaron en la evolución de daño y en los distintos parámetros que califican este comportamiento. El muro MCN-114-C no mostró grietas por contracción de fraguado.



Figura 4.27 Modelo antes de ser ensayado.

4.3.1 Evolución de daño

Las primeras grietas inclinadas menores que 0.05 mm de espesor aparecieron en la parte inferior del muro para una carga de $+ 8.15 \text{ t}$ (80 kN).

Para $- 12.1 \text{ t}$ (118.7 kN) y distorsión 0.06% , aparecieron grietas de flexión en los elementos de bordes laterales del muro en la parte inferior. Así mismo en el alma del muro aparecieron grietas inclinadas. Todas estas grietas fueron menores que 0.05 mm de espesor.

Para una distorsión de 0.10% , y carga de -23.9 t (234.5 kN), apareció una grieta inclinada en la parte inferior de la diagonal principal del muro, la grieta fue de 0.41 mm de espesor. Esta grieta empezó de la parte superior del muro y no llegó hasta la parte inferior del muro, se detuvo a 0.70 m respecto a la cimentación.

La primera grieta inclinada principal [/] de 45° aproximadamente se presentó para la carga de -25.5 t (250.2 kN). En la primera repetición, con distorsión de 0.13% , se escuchó un sonido de ruptura en el concreto, el espesor de esta grieta principal fue de 0.5 mm .

Para la carga de +17.2 t (168.7 kN) con distorsión de 0.082%, se presentó una grieta inclinada en la parte inferior y paralela a la diagonal de 45° del muro.

Para la carga de +27.05 t (265.4 kN) con distorsión de 0.20% se escuchó un sonido más fuerte de ruptura del concreto llegando a formarse la segunda grieta diagonal principal [Λ]. El espesor fue de 0.41 mm.



Figura 4.28 Modelo en proceso inicial (izq) y proceso intermedio (der) del ensaye.

Para una distorsión de 0.4% (carga en ambos sentidos), llegaron a presentarse grietas inclinadas paralelas a la diagonal de 45° del muro, el mayor espesor registrado fue de 1.25 mm, y el espesor residual fue de 0.35 mm..

Para una distorsión de 0.6% con carga de - 48 t (470.9 kN), se alcanzó la máxima carga, aparecieron más grietas. El mayor espesor registrado de grieta fue de 3.80 mm y su agrieta residual fue de 1.0 mm. Se presentaron daños entre los bordes laterales y en el borde superior del muro.

En la repetición del ciclo de distorsión de 0.6%, se presentaron nuevas grietas cuando la acción de fue de empuje (sentido negativo de la carga), el espesor máximo de grieta fue de 4 mm y su espesor residual fue de 3 mm.

Para una distorsión de 0.8% y una carga de -33.2 t (325.7 kN), los espesores máximos de las grietas fueron 8 mm, 5 mm y 3 mm, sus espesores residuales fueron 3mm, 3mm y 0.41 mm respectivamente.

Para una distorsión de 1% y una carga de -37.3 t (365.9 kN), los espesores de grietas fueron 17 mm, 5 mm y 3 mm, sus espesores residuales fueron de 6 mm, 4 mm y 2 mm respectivamente.

Para la misma distorsión de 1%, carga +43.5 t (426.7 kN), las grietas fueron 4 mm, 3 mm y 2.5 mm, y sus espesores residuales fueron de 1 mm, 1 mm y 1 mm respectivamente. No se presentó nuevas grietas.

Para una distorsión de 1.4%, carga de -33.5 t (328.6 kN), los espesores de grietas fueron de 15 mm, 9 mm y 4 mm, y los espesores residuales fueron de 5 mm, 7.8 mm, 4 mm, respectivamente.

Para la misma distorsión de 1.4%, con carga de +38.2 t (374.7 kN), las grietas fueron de 18 mm, 8 mm y 6 mm, y sus grietas residuales fueron de 6 mm, 6 mm y 4 mm respectivamente, el muro presentaba daños en las esquinas superiores del muro. Se observó que el muro empezó a perder estabilidad lateral.

El último ciclo se realizó para una distorsión de 1.6%, para una carga de -28.1 t (275.7 kN), los espesores de grietas fueron 25 mm, 10 mm y 8 mm y sus grietas residuales fueron de 22 mm, 4.5 mm y 3.50 mm respectivamente.

Para la misma distorsión de 1.6%, para una carga de +32 t (314 kN), los espesores de grietas fueron de 40 mm, 13 mm y 12 mm y sus espesores residuales fueron de 35 mm, 12 mm y 10 mm, respectivamente. Se finalizó el ensayo.

No se observó aplastamiento en la base del muro, ni corrimiento apreciable respecto a su cimentación. Se observó que la interacción alma del muro y los bordes laterales funcionó bien, pues, no se observó mayores grietas considerables. El mayor daño se llevó el alma del muro en su mitad superior (ver fig. 4.29).

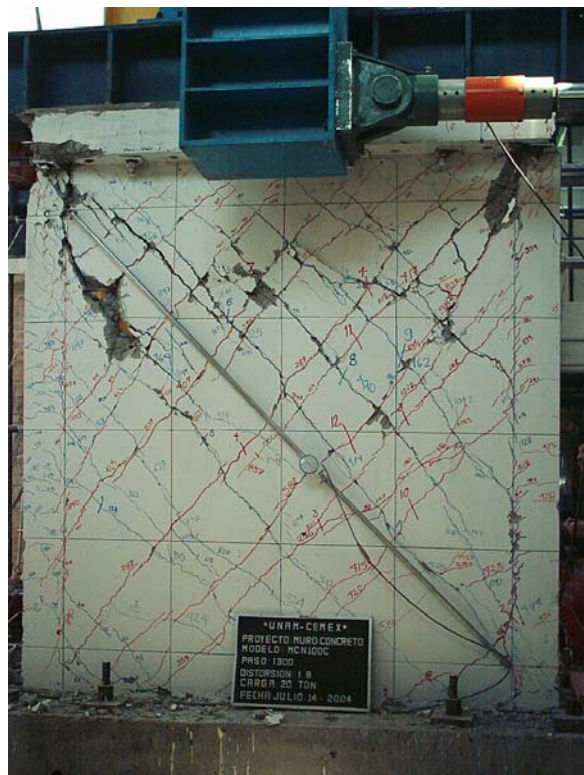


Figura 4.29 modelo en estado final

En la figura 4.30, se muestra la secuencia de la evolución de daño del modelo



Figura 4.30 Secuencia de la evolución de daño

Se observó que el daño estuvo dominado por grietas debidas a tensión diagonal en ambos sentidos.

Patrón de agrietamiento. Se muestran a continuación las grietas más importantes que fueron monitoreadas durante el ensaye (ver figuras 4.31 y 4.32).

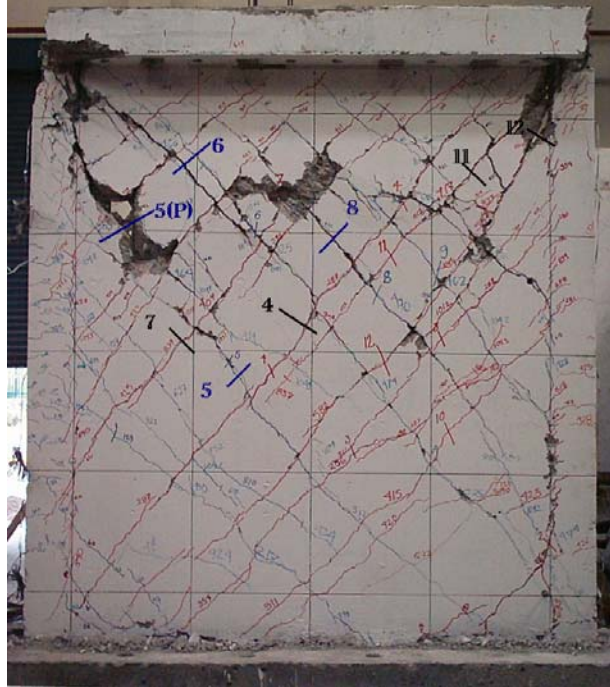


Figura 4.31 Grietas inclinadas

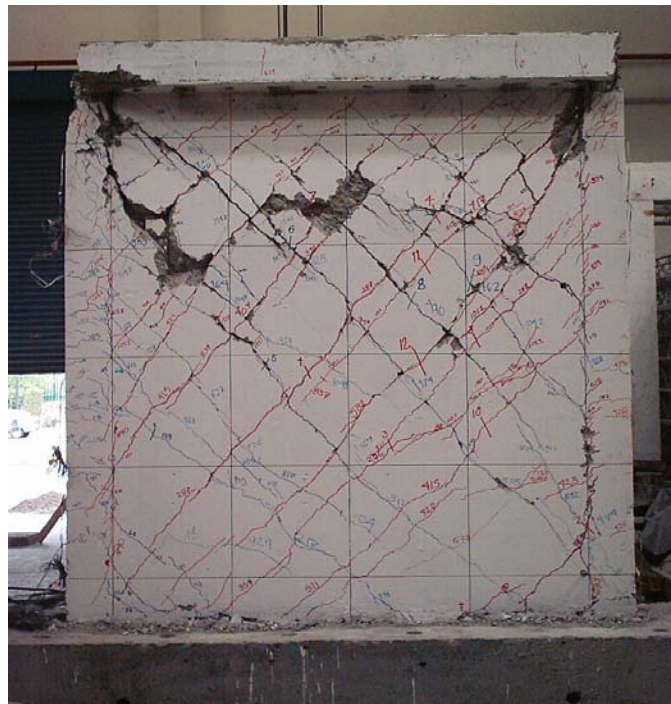


Figura 4.32 Aspecto final de daño del modelo MCN-114-C

Tabla 4.6 Espesores de grietas del modelo MCN-114-C, dirección negativa de la carga [μ]

Eventos; carga, distorsión		Espesores de grietas(ver cortes) [μ]			
		4 (mm)	7 (mm)	11 (mm)	12 (mm)
Carga	(-26 t)	0.5			
	(0 t)	0.1			
	(-26 t)r	0.5			
	(0 t)r	0.3			
Distorsiones	0.40%	0.80	0.80		
	0%	0.25	0.30		
	0.4%(r)	1.00	0.80		
	0%(r)	0.35	0.10		
	0.60%	3.80	0.50		
	0%	1.00	0.10		
	0.6%(r)	3.00	0.60	4.00	4.00
	0%(r)	1.00	0.05	3.00	0.80
	0.80%	3.00	1.00	5.00	8.00
	0%	0.41	0.18	3.00	3.00
	0.8%(r)	3.00	1.00	6.00	6.00
	0%(r)	2.00	0.15	5.00	3.00
	1.00%	3.00		5.00	17.00
	0%	2.00		4.00	6.00
	1.00%(r)	3.00	1.50	5.00	8.00
	0%(r)	2.00	0.60	3.00	3.00
	1.20%	3.00	3.00	7.00	13.00
	0%	2.00	2.00	6.00	7.00
	1.20%(r)	6.00	4.00	8.00	13.00
	0%(r)	3.00	2.00	7.00	8.00
	1.40%	4.00	4.00	9.00	15.00
	0%	4.00	2.00	7.80	5.00
	1.40%(r)	6.00	4.00	8.00	10.00
	0%(r)	3.00	3.00	5.00	3.00
	1.60%	10.00	8.00	15.00	20.00
	0%	8.00	6.00	10.00	10.00
	1.60%(r)	8.00	5.00	10.00	25.00
	0%(r)	3.50	3.00	4.50	22.00

Tabla 4.7 Espesores de grieta del modelo MCN-114-C, dirección positiva de la carga [μ]

Eventos; carga, distorsión		Espesores de grietas(ver cortes) [μ]			
		5 (mm)	5(p) (mm)	6 (mm)	8 (mm)
Carga	(+26 t)	0.41		0.20	
	(0 t)	0.10		0.05	
	(+26 t)r			0.50	
	(0 t)r			0.05	
Distorsiones	0.40%	1.25		1.00	0.25
	0%	0.35		0.25	0.25
	0.4%(r)	1.00		0.80	0.60
	0%(r)	0.30			
	0.60%	2.00		2.00	1.50
	0%	0.80		1.00	0.80
	0.6%(r)	1.25		2.20	2.00
	0%(r)	0.30		0.60	0.35
	0.80%	3.00		3.00	2.10
	0%	1.00		2.00	1.25
	0.8%(r)	2.50	4.00	3.50	2.50
	0%(r)	0.80	2.50	1.50	1.00
	1.00%	2.50		4.00	3.00
	0%	1.00		1.00	1.00
	1.00%(r)	2.30	8.00	4.50	3.00
	0%(r)	2.00	4.00	3.00	2.00
	1.20%	5.00	20.00	5.00	4.00
	0%	4.00	8.00	4.00	1.50
	1.20%(r)	5.00		6.00	5.00
	0%(r)	3.00		5.00	3.00
	1.40%	5.00	18.00	8.00	6.00
	0%	3.00	6.00	6.00	4.00
	1.40%(r)				
	0%(r)				
1.60%	8.00	40.00	8.00	14.00	
0%	4.00	35.00	4.00	3.00	
1.60%(r)	7.00	38.00	13.00	12.00	
0%(r)	5.50	35.00	12.00	10.00	

La notación (r) representa la repetición del ciclo. Los valores sombreados son las grietas máximas registradas en la última distorsión y al final del ensaye.

4.3.2 Curva de histéresis

La curva de histéresis del espécimen MCN-114-C se muestra en la figura 4.33. Se observó para ciclos consecutivos (misma distorsión) que la resistencia era menor, lo cual indica que hubo degradación de la rigidez y resistencia debido al deterioro del muro durante el ensaye.

La curva de histéresis fue relativamente simétrica y con lazos relativamente estables hasta una distorsión de 0.2%. Para ciclos a mayor distorsión se observó una degradación de rigidez y resistencia, y un adelgazamiento considerable de los ciclos histéricos.

En el caso de los ciclos negativos se apreció una súbita resistencia, esto es debido al manipuleo fuera de control del operario que controló los gatos, pero lo tomamos en cuenta pues, es la capacidad real que el muro llegó a resistir.

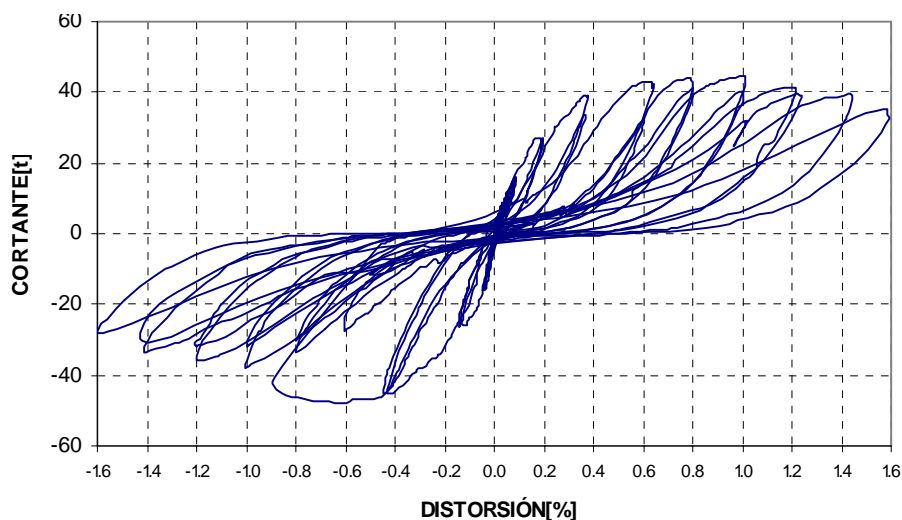


Figura 4.33 Curva de histéresis del modelo

El comportamiento del muro fue elástico hasta una carga aproximada de 26 t (255.1 kN) y 0.2% de distorsión, en promedio, después el comportamiento fue inelástico.

Luego de alcanzar la resistencia máxima el modelo, la carga decreció ligeramente con el incremento de distorsión. Entre las distorsiones de 1.0. a 1.6% (carga positiva), la resistencia decreció hasta en 23%. Entre las distorsiones de 0.6 a 1.6% (carga negativa), la resistencia decreció hasta en 41%.

En esta etapa de comportamiento no lineal se observó un mayor deterioro de resistencia y rigidez, este fenómeno se atribuyó al daño producido en los semiciclos negativos, y al daño en el alma del muro.

Se observó que después que ocurrió el agrietamiento diagonal principal, el modelo resistió fuerzas cortantes mayores, lo cual se atribuye a la reserva de capacidad existente en el modelo, hasta la formación completa de la grieta en forma de X.

Los lazos de histéresis mostraron estrechamiento en los ciclos iniciales, sin embargo en los últimos seis ciclos los agrietamientos del muro provocó el adelgazamiento de la curva de histéresis cerca del origen y daño a cortante.

4.3.3 Envoltente

La envoltente de respuesta de los ciclos positivos y negativos mostraron comportamiento similar; la respuesta de los ciclos negativos presentaron ligeramente mayor cortante.

En el lazo positivo, la carga máxima fue de +43.5 t (426.7 kN) con 1.0 % de distorsión y la carga última fue de +33.45 t (328.1 kN) con 1.6% de distorsión.

Para el lazo negativo la carga máxima fue de - 47.8 t (469 kN) con 0.6 % de distorsión, la carga última fue de -28.1 t (275.7 kN) con 1.6 % de distorsión.

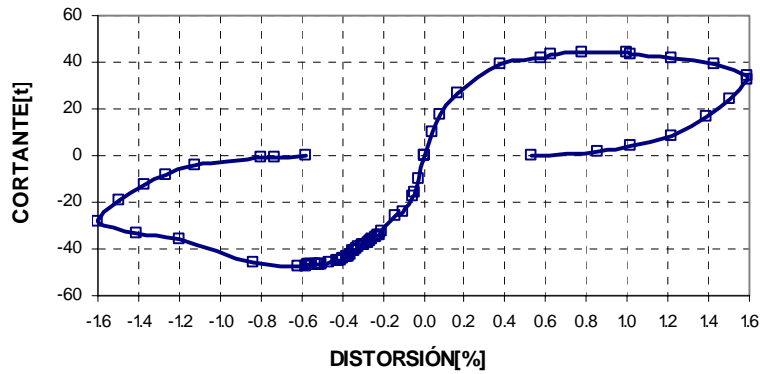


Figura 4.34 Envoltente de respuesta del modelo

Rigidez

En la tabla 4.8 Se muestra la rigidez inicial, teórica (ec 4.1) y la rigidez inicial experimental y su relación. En la tabla 4.9 se muestra la rigidez experimental para los estados límites

Tabla 4.8 Comparación entre rigidez inicial, teórica y experimental

Modelo	Rigidez inicial teórica [kN/m] (t/cm)	Rigidez inicial experimental [kN/m] (t/cm)	Rigidez inicial teórica Rigidez inicial experimental
MCN114C	[573208](584.31)	[242307](247)	2.37

Tabla 4.9 Rigidez en estado límite

Espécimen	Rigidez inicio de agrietamiento [KN/m] (t/cm)	Rigidez inicio de fluencia [KN/m] (t/cm)	Rigidez por resistencia [KN/m] (t/cm)
MCN114C	[60096](61.3)	[40152](40.9)	[27968](28.5)

Degradación de Rigidez

Resulta interesante observar que la tendencia de degradación sigue una función parabólica. Se observa un mayor deterioro de la rigidez para las primeras etapas de carga. (ver figura 4.35).

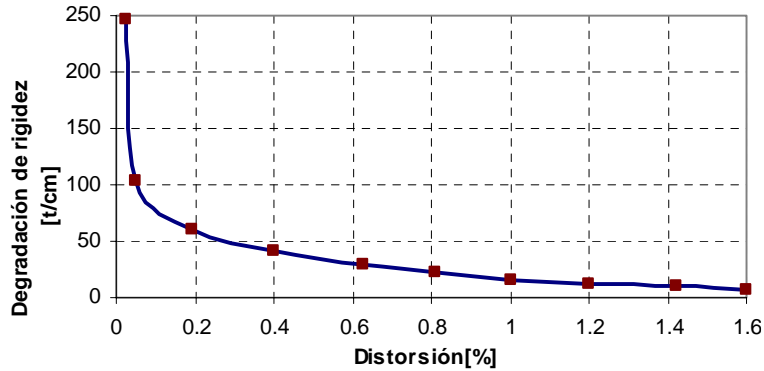


Figura 4.35 Degradación de rigidez del modelo

Para la distorsión de 0.05% la rigidez decayó en forma acelerada en un 58% respecto a su rigidez inicial, a partir de este momento la degradación decreció de manera moderada. Para la distorsión de 0.2%, la rigidez disminuyó en 76% respecto a la rigidez inicial, para la distorsión de 0.40% la rigidez disminuyó en 83% y para la distorsión de 1.6% su rigidez disminuyó en un 90%.

Se observa un mayor deterioro de la rigidez para las primeras etapas de carga que para los últimos ciclos. Para la distorsión de 0.2% empieza a estabilizarse la degradación de su rigidez. Este efecto se atribuye en primer término al agrietamiento horizontal en los elementos de borde laterales y a las pequeñas grietas inclinadas cercanas a la base del muro; en segundo término, la degradación de rigidez es atribuida al agrietamiento y aplastamiento de los muros en su mitad superior.

Aunque la rigidez del modelo decayó al aplicar ciclos a la misma deformación, el mayor deterioro fue generado por los ciclos en que se alcanzaban por primera vez distorsiones mayores.

4.3.6 Deformación angular

Para hallar la deformación angular por flexión lo hacemos de manera indirecta, primero hallamos la deformación angular por corte (ec 4.2), luego restamos a la deformación global (curva cortante distorsión). En la deformación angular calculada con la ecuación 4.2 se incluye deformaciones elásticas e inelásticas del muro. Estas últimas están asociadas al agrietamiento y aplastamiento durante el ensaye.

La similitud de la curva de la figura 4.36 con la curva histerética permite afirmar que el comportamiento de este modelo estuvo regido mayormente por las deformaciones por corte. Esta hipótesis se confirma con el análisis de las contribuciones de las deformaciones en la figura 4.37.

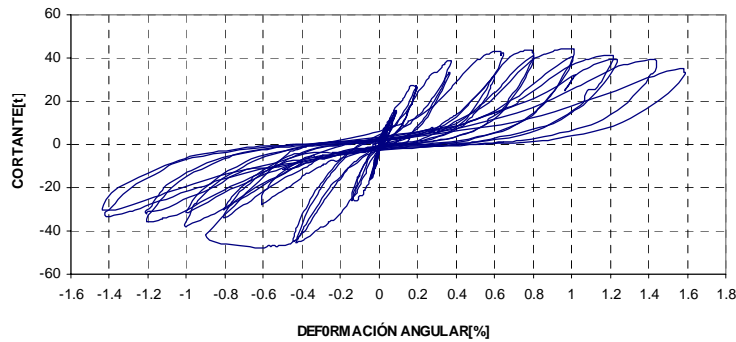


Figura 4.36 Deformación angular del modelo.

Se puede apreciar un comportamiento elástico-lineal para los ciclos iniciales del ensaye. Este comportamiento se conservó hasta la aparición del primer agrietamiento inclinado. Durante la etapa posterior al agrietamiento del modelo se presentó una relación entre la carga lateral y las deformaciones angulares muy parecida a la que se exhibe en la curva histerética. Al calcular la tasa de crecimiento de la deformación angular durante el ensaye, se observó que fue, en promedio, 10% menor que la de la distorsión. Sin embargo, el comportamiento mostrado por ambas variables es prácticamente el mismo.

El comportamiento de la deformación angular fue relativamente estable hasta 0.2% de distorsión con buena disipación de energía.

Los incrementos más importantes en la deformación angular se presentaron durante los picos de los ciclos de distorsión, a partir de la resistencia máxima. Estos incrementos se asociaron con el aumento en la anchura de grietas permitido por la plastificación del refuerzo en el alma sujeto a esfuerzos de tensión considerables.

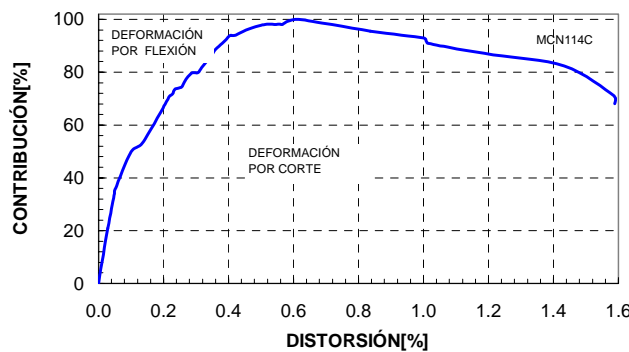


Figura 4.37 Cociente distorsión por corte entre distorsión total versus distorsión total

En la figura 4.37 se observa la contribución de la distorsión por corte y por flexión, tanto para los ciclos positivos y negativos de la carga. Se halló mayor contribución por corte durante el ensaye. Así mismo se observa al inicio y al final de la distorsión, es mayor el efecto de la distorsión por flexión, esto se ve reflejado en los elementos de bordes laterales.

4.3.7 Deslizamiento y expansión

En la figura 4.38 se presenta el deslizamiento del modelo en términos de distorsión, es decir se han normalizado las lecturas del transductor dividiendo entre la altura donde se ubicó el transductor que registraba la distorsión del muro (2500mm aproximadamente). Con esto se facilitó la comparación del corrimiento con la distorsión total registrada durante el ensaye.

El desplazamiento máximo de la viga de cimentación respecto a la losa de reacción fue 0.12 mm por lo que el pos-tensado para fijar a la losa de reacción se consideró adecuado.

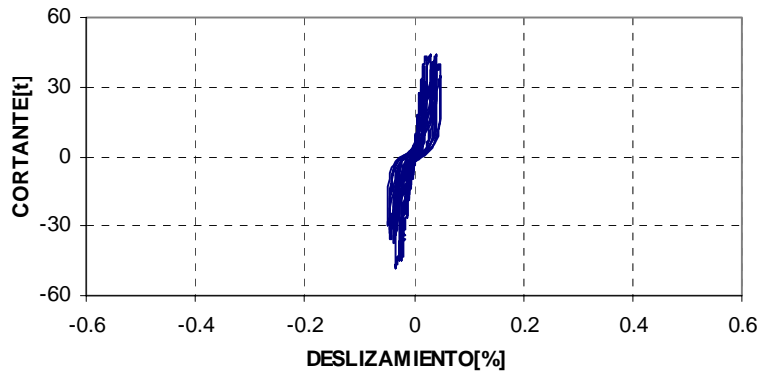


Figura 4.38 Deslizamiento de la base del muro respecto a la viga de cimentación

El desplazamiento máximo de deslizamiento de muro respecto a la viga de cimentación fue de 1.22 mm. El porcentaje de deslizamiento máximo del muro respecto a su distorsión global fue de 0.05%.

La *expansión* del muro se midió a la mitad de la altura del muro con el transductor denominado H13 y en la parte superior con el H11 y en la parte inferior con el H12.

La variación de la expansión al centro del muro con respecto a la carga lateral se muestra en al figura 4.39 La expansión se expresa como deformación al dividir las lecturas entre la longitud inicial del tramo instrumentado (2.27 m aproximadamente).

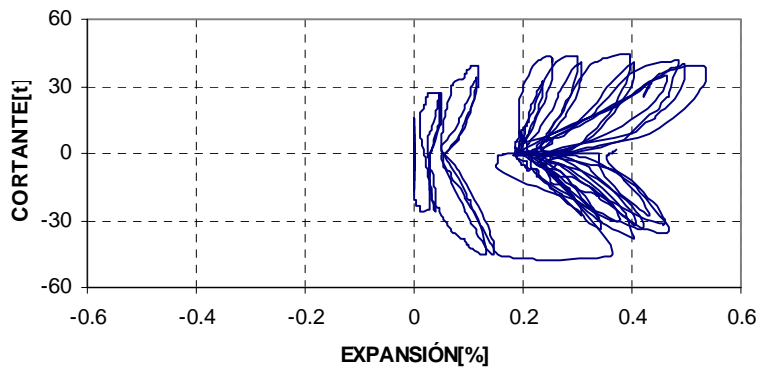


Figura 4.39 Expansión a la mitad de la altura del modelo

Se encontró que la expansión comenzó a presentarse en forma significativa después de que ocurrió el cortante de agrietamiento. Para efectos prácticos, la curva cortante-deformación puede modelarse en forma tri_lineal, con un primer tramo limitado por la carga de agrietamiento donde la expansión es despreciable, un segundo segmento entre la carga de agrietamiento y la carga máxima, en el cual aumentó apreciablemente la expansión, y un tercer tramo después de la resistencia del modelo donde continuó la expansión a mayor distorsión.

Se considera interesante establecer una correlación entre expansión y la distorsión (ver figura 4.40) que se puede presentar en este tipo de muros de concreto ante cargas sísmicas, con este propósito se presenta la relación observada entre estos dos parámetros en el modelo. La expansión del modelo tendió a ser la 1/4 parte de la distorsión global.

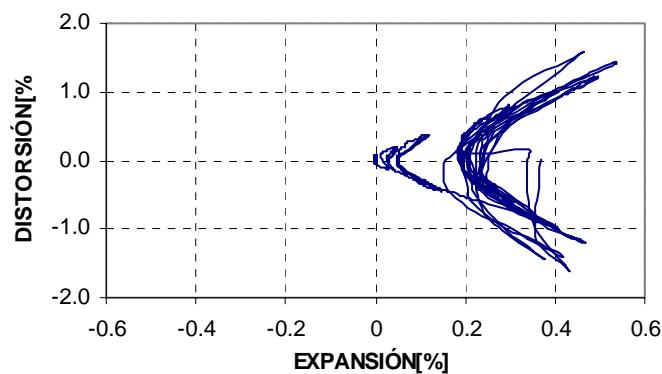


Figura 4.40 Expansión a la mitad de la altura del modelo

Para el modelo MCN-57-C la relación distorsión versus expansión, es directa pues la expansión va aumentando directamente proporcional con las distorsión global, en el modelo MCN-114-C, la relación directa de distorsión versus expansión se estabilizó para una expansión del 0.2%.

4.3.8 Rotación y curvatura

Las lecturas corresponden a los transductores de cara V1 y V3, similares a los registrado para el modelo anterior. Estos transductores estuvieron ubicados a 0.20 m. respecto a la viga de cimentación.

La rotación que se muestra en la figura 4.41. Para este modelo las rotaciones fueron los siguientes: 0.105% para la dirección positiva de la carga y 0.071 % de rotación máxima para la dirección negativa de la carga.

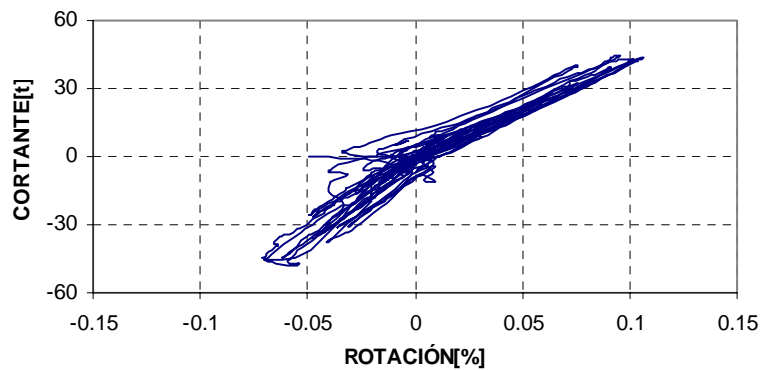


Figura 4.41 Rotación local promedio cerca de la base del modelo

La curvatura que se muestra en la figura 4.42. Para este modelo las curvaturas fueron: 0.00004% para la dirección positiva de la carga y 0.000027% de rotación máxima para la dirección negativa de la carga..

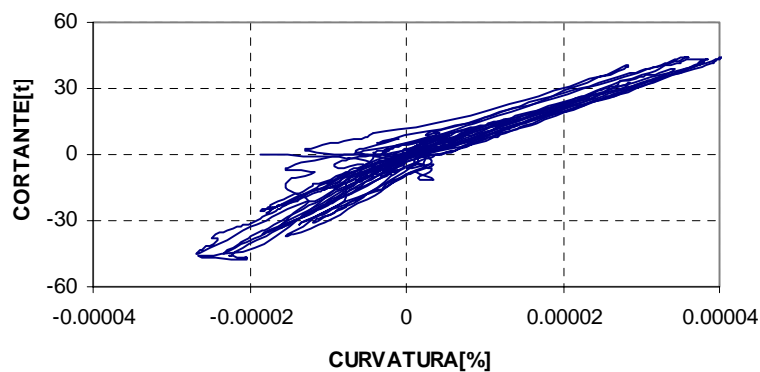


Figura 4.42 Curvatura local promedio cerca de la base del modelo

En la base de los elementos laterales de borde del muro se registró una rotación máxima en la dirección positiva de la carga de 0.042%, y en la dirección negativa de la carga una rotación máxima de 0.12%, y sus curvaturas fueron 0.000017 y 0.000043 respectivamente.

En el borde superior del muro se registró una rotación máxima en la dirección positiva de la carga de 0.62% y en la dirección negativa de la carga una rotación máxima de 0.31%. Sus curvaturas respectivas fueron 0.00023 para carga positiva y 0.00012 para carga negativa.

4.3.9. Disipación de energía

En la figura 4.43 se muestra la energía disipada y acumulada del modelo. Hasta una distorsión de 0.2% la energía disipada acumulada fue muy reducida, esto correspondió a la etapa elástica y a los primeros agrietamientos. Para los ciclos posteriores, cuando sucedió la formación completa del agrietamiento diagonal en X la curva de energía mostró crecimiento acelerado, esto se explica con el nivel de daño que observó en el muro, así como la fluencia del acero de refuerzo.

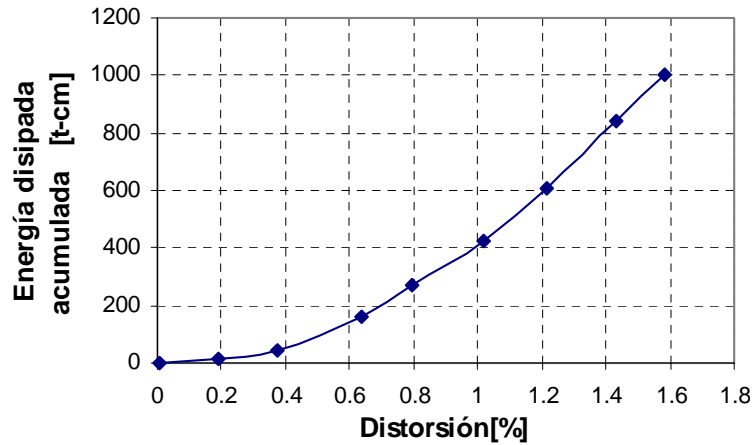


Figura 4.43. Disipación de energía del modelo

4.3.10. Amortiguamiento viscoso equivalente

Se observa de la figura 4.44, que los valores del amortiguamiento para ciclos positivos se presentó relativamente en crecimiento hasta una distorsión de 0.8%. El valor promedio de Heq durante el ensaye fue igual a 0.15 en promedio. Comparando con el modelo MCN-57-C, fue casi similar.

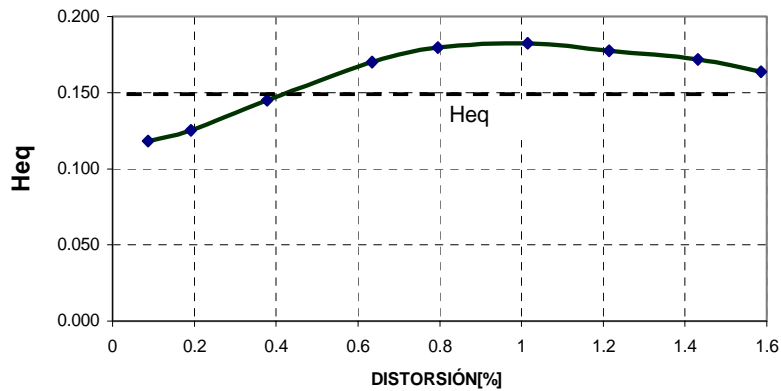


Figura 4.44 Amortiguamiento viscoso equivalente Heq (expresado en porcentaje)

4.3.11 Capacidad de deformación

En la figura 4.45 se muestra la determinación de la ductilidad equivalente según el criterio de Park. El punto negro es el inicio de la fluencia del refuerzo en el panel del modelo.

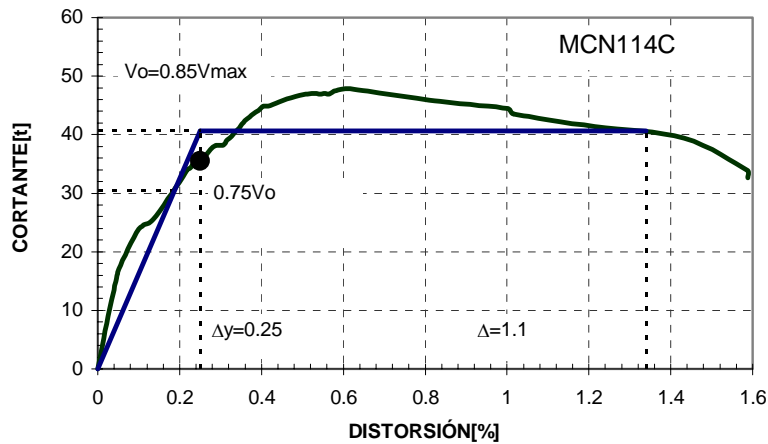


Figura 4.45 Determinación de la ductilidad equivalente del modelo

En la tabla 4.10 se presenta los valores de μ y de Q , Así como los valores de los parámetros requeridos. Para calcular la ductilidad y el factor de reducción de fuerzas sísmica se utilizaron las ecuaciones 4.5 y 4.6 respectivamente.

Tabla 4.10 Valores para determinar la ductilidad equivalente

$V_{max}[t]$	$V_o[t]$	$V_o^*[t]$	$\Delta^*[%]$	$\Delta [%]$	$\Delta y[%]$	μ	Q
47.9	40.7	30.5	0.2	1.1	0.3	3.4	2.4

Para ambos modelos las ductilidades halladas son aproximadamente de 3.4 (según Park) y el factor de reducción sísmica (Q) es de 2.4 (según Newmark y Hall).

4.3.12 Deformímetros

La información obtenida fue copiosa, por lo que este capítulo sólo presenta información y análisis de aquellos sensores que fueron relevantes y que concierne a las conclusiones del proyecto.

Para facilitar la apreciación visual del efecto de la fluencia del refuerzo en la respuesta de los modelos, se muestra la curva cortante versus deformación para el instante en que sucedió el evento. Se considera el inicio de la fluencia para $\epsilon_y=0.0022$.

En la figura 4.46 se muestra la distribución de los deformímetros eléctricos, ubicados de tal forma que se acerque lo más posible a fallas por corte (tensión diagonal), por flexión y deslizamiento en el muro, para detectar la fluencia de las barras.

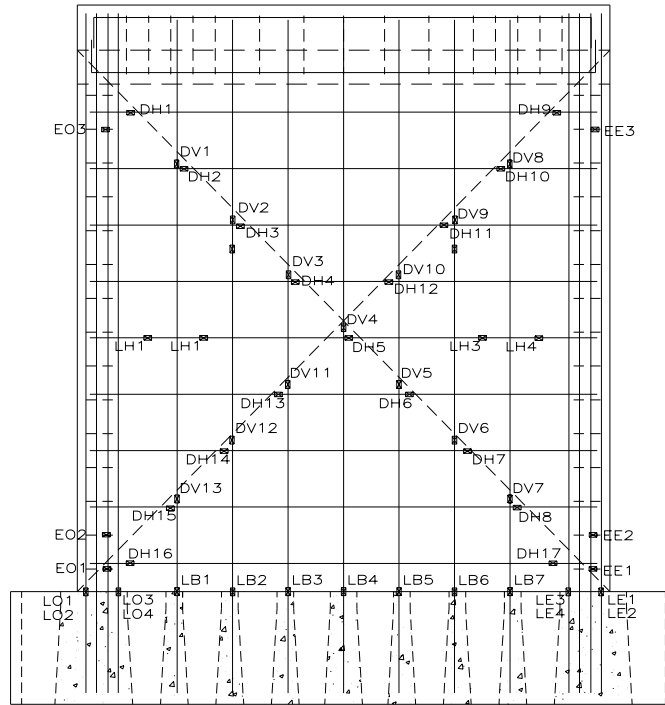


Figura 4.46 Instrumentación de los refuerzos del modelo

Refuerzo en elementos de bordes laterales del muro

Se colocaron deformímetros en refuerzos longitudinales y en estribos. Todo con la finalidad de medir la fluencia del refuerzo cuando fue sometido a esfuerzos por corte y flexión (tensión y compresión).

Para el caso de los estribos, ningún deformímetro registró fluencia, los deformímetros EO1 y EO2 llegaron hasta $0.3 \epsilon_y$. El deformímetro EO3 llegó hasta $0.90 \epsilon_y$. Los deformímetros EE1 y EE2 no registraron información.

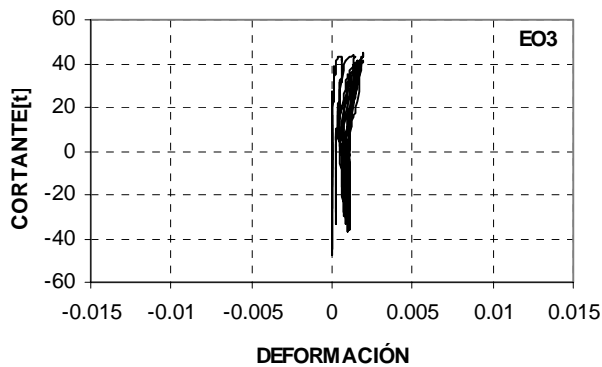


Figura 4.47 Deformación del estribo EO3 del modelo

Para el caso del refuerzo longitudinal de los elementos de bordes laterales del muro, se observó que de los ocho deformímetros colocados llegaron a registrar hasta $0.57 \epsilon_y$ en promedio (ver figura 4.48).

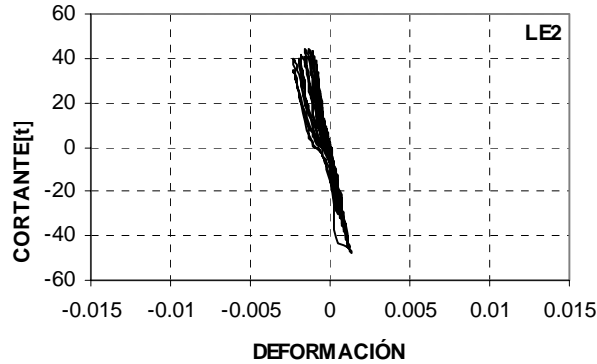


Figura 4.48 Deformación del refuerzo longitudinal LE2 del modelo

Refuerzo en el alma del muro

Los deformímetros cercanos a la cimentación de las barras verticales, LB1, LB5, LB6 y LB7 registraron fluencia. Dentro de estas barras verticales el deformímetro LB7 fluyó primero para una carga de -35.5 t (348.3 kN) con distorsión 0.25% (ver figura 4.49). Las barras LB2, y LB3 llegaron a una deformación máxima de $0.95 \epsilon_y$ para cargas de +38.2 t (374.7 kN) y - 47.8 t (469 kN) respectivamente. La barra central LB4 llegó a $0.67 \epsilon_y$. La deformación máxima se dio para la barra LB7, con $5.71 \epsilon_y$.

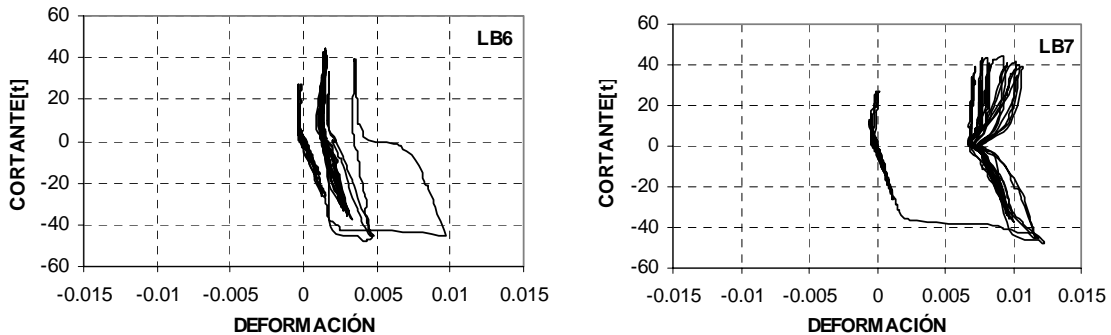


Figura 4.49 Deformación de los barras verticales del alma del muro LB6 y LB7 del modelo

En el caso del refuerzo horizontal a la mitad del muro, de los cuatro deformímetros que se colocaron todos registraron fluencia. El deformímetro LH2 registró la primera fluencia en esta barra, para una carga de -45.2 t (443.4 kN) con distorsión de 0.42%, en el paso 432, luego se registró fluencia simultáneamente en los deformímetros LH1 y LH4 para una carga de - 44.9 t (440.5 kN) con distorsión 0.45% (ver figura 4.50).

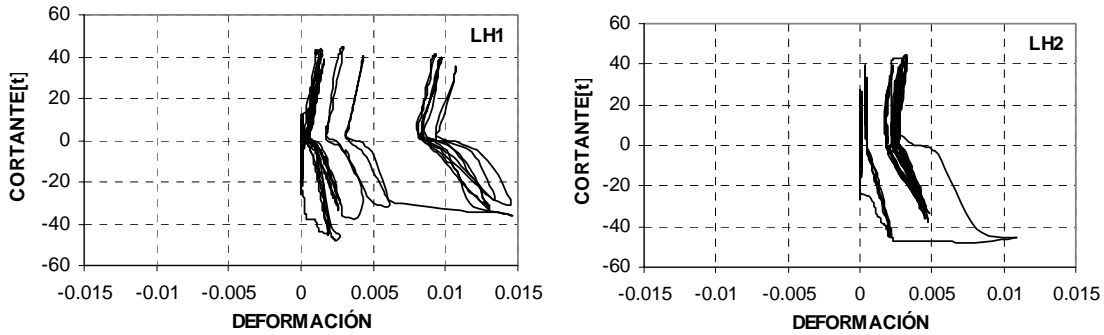


Figura 4.50 Deformación de las barra horizontal LH1 y LH2 del modelo

Se registró fluencia en el deformímetro LH4 para una carga de +26.35 t (258.5 kN) con distorsión de 0.37%. Las máximas deformaciones registradas fueron para LH1 y LH4 con $6.67 \epsilon_y$ y $5.23 \epsilon_y$ respectivamente.

En el caso de los deformímetros en las diagonales del muro, los deformímetros ubicados en las barras horizontales llegaron a fluir el 80% de un total de 15 deformímetros que registraron datos (12 puntos fluyen, 3 no fluyen (DH8, DH16 y DH17)).

De los deformímetros ubicados en las barras verticales, llegaron a fluir el 83 % de un total de 12 deformímetros que registraron datos (10 puntos fluyen, 2 no fluyen (DV1 y DV7)). No registraron datos DH1, DH9, DV10

La primera fluencia registrada en la diagonal del alma fue en el deformímetro DH3 para una carga de -45.2 t (443.4 kN) con distorsión 0.42%, en e paso 432 (ver figura 4.51).

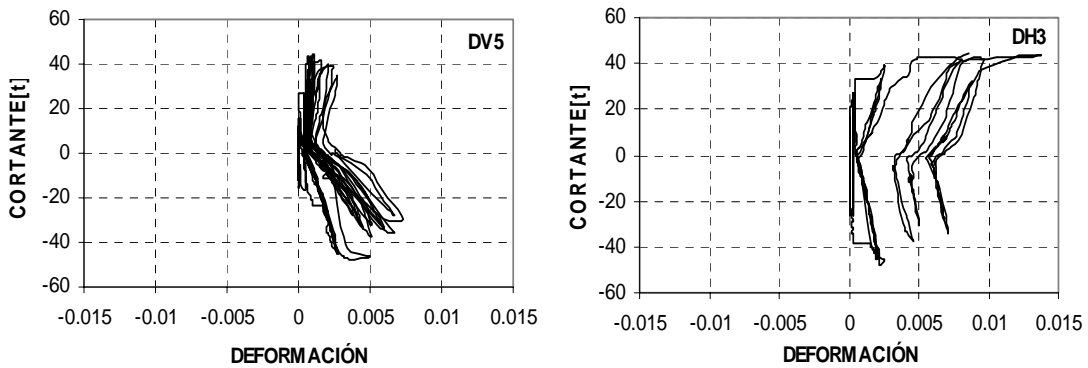


Figura 4.51 Deformación del refuerzo diagonal DV 5 y DH3 del modelo

Las grietas diagonales principales fueron paralelas a la diagonal principal del muro, pero no coincidieron con ella. Además, la mayoría de las deformímetros registraron fluencias luego de alcanzar la carga máxima de -47.8 t (469 kN).

Las máximas deformaciones, alcanzadas fueron para DH3 y DV8, con $6.19 \epsilon_y$ para ambos casos, esto debido a que las grietas bien pronunciadas pasaron por esos puntos, y la mínimas deformaciones alcanzadas fueron para DV7 con $0.57 \epsilon_y$ y el DH8 con $0.86 \epsilon_y$.

En resumen, de los refuerzos colocados en el modelo MCN-114-C, el deformímetro DH3 fluyó primero, luego DH14. Cuando se alcanzó la carga máxima se registraron fluencias en los deformímetros DV4, DV9, DV11, DV12, DV13, DH5, DH11, DH12 y DH13.

Las máximas fluencias se dio en los defomímetros DH3, DH10 y DV8, la mínima deformación se dio en el deformímetro DV7.

Como contribución del refuerzo en el muro, de las barras horizontales del alma del muro el 82% registraron fluencia, de las barras verticales el 65% registraron fluencia. Primero llegaron a fluir los refuerzos del alma del muro, luego las barras longitudinales y los estribos de los castillos. También concluimos que las barras verticales llegan a absorber parte del cortante.

Las curvas de la fig. 5.2 corresponden a la envolvente de los ciclos negativos, dichas envolventes se construyeron a partir de los valores máximos de la fuerza cortante en ciclos a la misma distorsión. Se han indicado puntos que presentaron especial interés; entre ellos están el primer agrietamiento inclinado, la primera fluencia del refuerzo del alma del muro y la resistencia.

Se pueden reconocer tres etapas principales en el comportamiento general de los muros ensayados. La etapa inicial exhibió una relación lineal entre la carga y la distorsión. Esta etapa terminó poco antes de la aparición del primer agrietamiento inclinado. La etapa intermedia se pudo acotar por el primer agrietamiento inclinado y por la resistencia de los modelos. La tercera etapa quedó definida por el cortante máximo resistido y la distorsión última a la que estuvieron sujetos los modelos.

En la fig.5.2 se resume el comportamiento de los dos modelos con sus curvas cortante y distorsión.

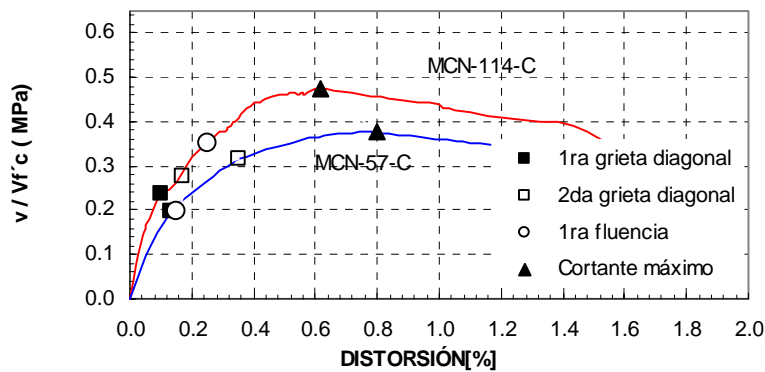


Figura 5.2 Envolvente de respuesta de los modelos

La resistencia para el modelo MCN-57-C fue de 38.1 t (373.76 kN) alcanzando una distorsión de 1.12%, para el modelo MCN-114-C la resistencia fue de 47.85 t (469 kN) alcanzando una distorsión de 1.6%.

En los dos modelos empiezan a agrietarse para una distorsión de 0.05% aproximadamente y que la primera fluencia del refuerzo en el alma del muro se presenta primero en el modelo MCN-57-C. En la tabla 5.1 se presenta los valores de cargas laterales de agrietamiento, cargas laterales máximas y sus relaciones.

Tabla 5.1 Tabla de resistencias a cargas lateral

Espécimen	Vagr. [kN] (t)	Vmax [kN] (t)	VRDF [kN] (t)	Vagr/VRDF	Vmax/Vagr
MCN57C	[196.2](20.0)	[373.7](38.1)	[426.7](43.5)	0.45	0.87
MCN114C	[234.5](23.9)	[465.9](47.5)	[426.7](43.5)	0.55	1.09

El modelo MCN-114-C alcanzó 1.25 veces la resistencia del modelo MCN-57-C. Para el modelo MCN-57-C la prueba se detuvo hasta que se alcanzó una distorsión de 1%, para su rehabilitación posterior, y volver a ensayar. Para el modelo MCN-114-C la prueba se realizó hasta dañarlo totalmente y se finalizó cuando había alcanzado el 75% de la resistencia máxima y cuando perdió estabilidad lateral.

5.2.2 Rigidez y degradación de rigidez

La rigidez de la estructura es un parámetro muy importante para el estudio del comportamiento de las mismas, sobre todo ante acciones sísmicas. En esta sección se presentan la comparación de la rigidez elástica, la rigidez de ciclo para diferentes estados de los muros con los valores registrados experimentalmente.

Se presentan las rigideces experimentales en la tabla 5.2

Tabla 5.2 Tabla de rigidez en estado límite

Espécimen	Rigidez Inicial [kN/m] (t/cm)	Rigidez de agrietamiento [kN/m] (t/cm)	Rigidez fluencia [kN/m] (t/cm)	Rigidez por resistencia [kN/m] (t/cm)
MCN57C	[225630](230)	[45793](46.7)	[30156](30.7)	[16285](16.6)
MCN114C	[242307](247)	[60096](61.3)	[40152](40.9)	[27968](28.5)

La rigidez del elemento estructural varió paulatinamente de una rigidez inicial K_0 hasta una rigidez al punto de inicio de fluencia K_y ; este intervalo de K_0 a K_y se conoce como rigidez efectiva. Los distintos reglamentos incluyen propuestas para el cálculo de dicha rigidez efectiva o el momento de inercia efectivo. Esta rigidez $K_y = \alpha K_0$ se tomaron de la curva cortante distorsión desde 70% al 85% de la resistencia obtenida de los ensayos.

Para este ensaye experimental se obtuvo $\alpha = K_y/K_0$, donde $\alpha = 0.13$ y $\alpha = 0.17$ para los muros MCN-57-C y MCN-114-C respectivamente.

Se observa que después del agrietamiento existe un cambio brusco en la rigidez. Sin embargo, no todo el material del elemento que este sometido a momentos mayores que el de agrietamiento estará agrietado.

La rigidez en condición de falla experimental de los modelos es la rigidez en el intervalo K_y a K_u calculada al 85% de la resistencia obtenida en los ensayos. Se define $\beta = K_u/K_0$, donde, β es el porcentaje de la rigidez inicial en la condición de falla. Para este caso experimental se halló $\beta = 0.072$ y $\beta = 0.12$ para los muros MCN-57-C y MCN-114-C respectivamente.

Así mismo la rigidez en la condición de falla observamos mayor reserva en el muro MCN-114-C y esto se atribuye al tener mayor cuantía en el alma del muro.

La degradación de rigidez, en una estructura esta asociado con el aumento de la distorsión y del nivel de daño. El análisis de la degradación de rigidez resulta de particular interés, dado que permite conocer la capacidad remanente de la estructura en cualquier momento del ensaye o en ciertas condiciones de daño. Se calculó la rigidez de ciclo, que consiste en evaluar la pérdida de rigidez ante ciclos completos de carga.

En la figura 5.3 se puede observar que, independientemente del refuerzo en el alma del muro y del detallado de los castillos, el deterioro de la rigidez de ciclo tuvo una tendencia aproximadamente parabólica.

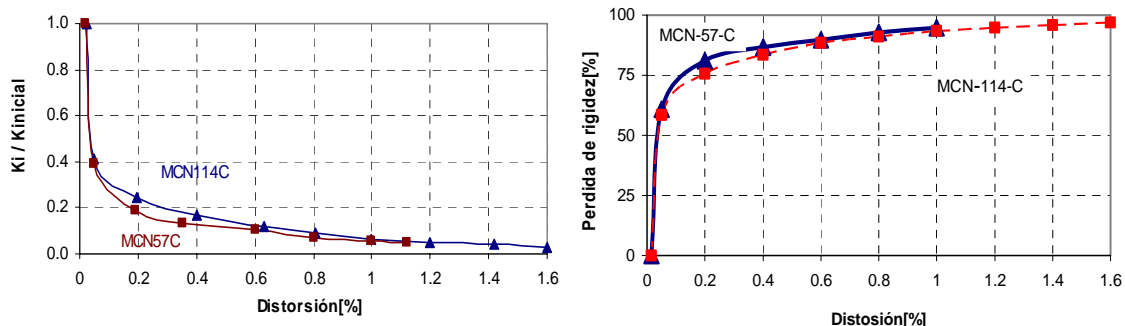


Figura 5.3 Degradación de rigidez de ciclo de los modelos ensayados (izq.), pérdida de rigidez en porcentaje(der.)

La mayor pérdida de rigidez se presentó durante los primeros ciclos. La pérdida de rigidez durante los primeros ciclos de carga, a bajas distorsiones, obedece a la aparición de los primeros agrietamientos horizontales en los castillos y luego al agrietamiento importante para ambos modelos.

La tasa de deterioro de la rigidez de ciclo para las etapas finales de los ensayos fue similar en los dos modelos pues tiende a estabilizarse. Sin embargo, durante el inicio de los ensayos, la mayor tasa de pérdida de rigidez se presentó en el modelo MCN-57-C con 61%, para el muro MCN-114-C fue de 58%, para 0.005% de distorsión lateral. La diferencia se debió a la temprana aparición y desarrollo de las grietas por flexión en los castillos, y en el alma del que condujo a una reducción significativa de la rigidez inicial del modelo MCN-57-C.

Es posible afirmar que un elemento estructural de concreto que ha sido sujeto a distorsiones mayores a 0.40% (aproximadamente 1.0 mm de desplazamiento lateral en la losa), puede haber perdido hasta el 85% de su rigidez inicial. Por lo anterior, es conveniente considerar que la alta rigidez de la estructura de concreto se reduce significativamente aún a bajas distorsiones.

Tabla 5.3 Pérdida de rigidez en porcentaje respecto a la rigidez inicial experimental

Distorsión %	Pérdida % MCN57C	Pérdida% MCN114C
0.015	0	0
0.05	61	58
0.2	81	76
0.4	87	83
0.6	90	88
0.8	93	91
1	95	93
1.2 ****		95
1.4 ****		96
1.6 ****		97

Disipación de energía y amortiguamiento viscoso equivalente

La disipación de energía, crece al aumentar el desplazamiento lateral de la estructura, ya que el límite elástico del comportamiento de los materiales es superado y se presentan deformaciones permanentes asociadas al agrietamiento del muro. La energía disipada para los muros se acumuló ciclo a ciclo mediante la suma de las áreas encerradas por los lazos de histéresis de la curva carga lateral-deformación.

En la figura 5.4 se presenta la energía disipada para los dos muros ensayados en función de la distorsión. Se puede observar que la disipación de energía al inicio de los ensayos fue similar en los dos modelos, independientemente de la distribución del refuerzo en el alma del muro y de los castillos. Esta similitud se conservó hasta una distorsión de 0.3% en promedio, es decir hasta que los muros alcanzaron su primera fluencia experimental, a partir de dicha distorsión, el muro MCN-114-C con mayor cuantía, presentó una mayor disipación de energía con respecto al otro muro MCN-57-C.

La disipación de energía en los modelos se asoció directamente con la fricción desarrollada a lo largo de las grietas, con la existencia de agrietamientos, con la plastificación del refuerzo y de los castillos, con el desplazamiento relativo del alma del muro. Por lo tanto, con las deformaciones permanentes en los materiales que incursionaron en el rango inelástico de su comportamiento.

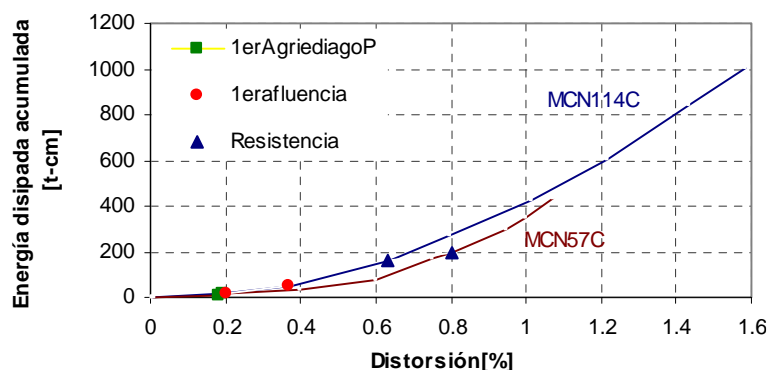


Figura 5.4 Disipación de energía acumulada de los modelos ensayados

El incremento en la disipación de energía de los dos modelos, se explica porque además de los mecanismos de disipación, también se presentó la plastificación de algunas secciones del refuerzo horizontal, es decir, la energía de disipación aumentó a medida que disminuía el número de secciones del refuerzo horizontal con la plastificación. Y seguramente porque el refuerzo horizontal reduce la anchura del agrietamiento y con ello la disipación de energía por fricción aumentó.

Se puede observar que desde el inicio de los ensayos y hasta alcanzar la máxima carga lateral, los dos modelos presentaron un rápido crecimiento en la contribución de las deformaciones de corte. Lo anterior se debe, posiblemente, al comportamiento exhibido por el refuerzo longitudinal de los castillos de los modelos.

En los dos muros ensayados, las deformaciones de corte dominaron el comportamiento y la disipación de energía, en particular para distorsiones mayores que 0.4%; sin embargo, fue evidente que al crecer la capacidad del refuerzo horizontal para tomar carga lateral, la participación de las

deformaciones por flexión en la disipación de energía para niveles altos de distorsión, fue mayor. Por lo que al inicio y hacia el final del ensaye de los modelos, las deformaciones por flexión participaron en forma importante en el comportamiento general de los muros.

En términos generales, la contribución de las deformaciones por corte y flexión a la disipación de energía fue similar a la contribución al desplazamiento lateral. Durante los primeros ciclos de los ensayes se registró una mayor participación de la flexión en la disipación de energía, asociada con la aparición y extensión del agrietamiento por flexión en los castillos y en la parte inferior de los muros.

El amortiguamiento viscoso equivalente, es un parámetro responsable de la reducción de los desplazamientos laterales de las estructuras. Siendo riguroso los desplazamientos de las estructuras se ven reducidos fundamentalmente por la disipación de energía a través de la incursión en el rango inelástico del comportamiento de los materiales, por lo que el amortiguamiento viscoso se emplea únicamente como una simplificación para estudiar el fenómeno de disipación de energía.

Se presenta el amortiguamiento viscoso equivalente, corresponde a los ciclos positivos de los dos modelos ensayados, la tendencia para los ciclos negativos fueron similares a las que presentan las curvas de la figura 5.5.

El efecto del refuerzo horizontal en el amortiguamiento viscoso equivalente se puede observar en la figura 5.5. Para el modelo MCN-57-C el valor medio de Heq es 0.14 y para el modelo MCN114C el Heq es 0.15 en promedio.

También se apreció, para el muro con menor cuantía el amortiguamiento viscoso equivalente presentó un incremento regular hasta alcanzar un valor medio en el que se estabiliza alrededor de 0.6% de distorsión, este mismo efecto se presenta en el muro de mayor cuantía para una distorsión de 0.8%.

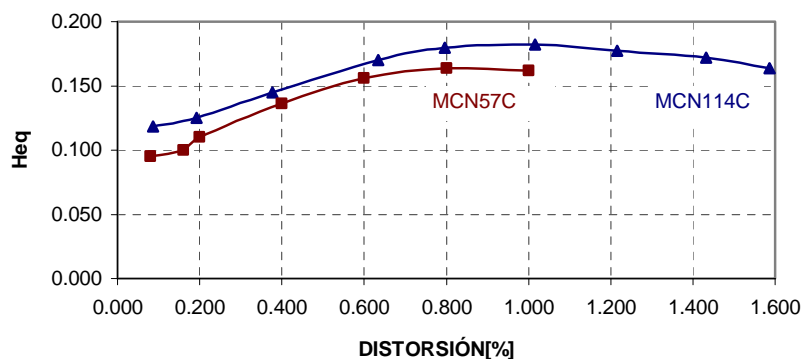


Figura 5.5 Amortiguamiento viscoso equivalente de los modelos ensayados

El decrecimiento hacia el final del ensaye de ambos modelos se pudo asociar con los grandes desplazamientos laterales que sufrió la región superior del muro y al adelgazamiento de los lazos de histéresis.

5.2.4 Capacidad de deformación

Cuando se espera que una estructura de concreto sujeta a cierto evento sísmico incurriera en el rango de comportamiento inelástico y, por tanto, presente cierto nivel de daño, se debe garantizar

que los muros que la componen acepten desplazamientos laterales sólo con una degradación gradual de su capacidad ante cargas laterales. En general, la habilidad de una estructura, de sus elementos o de los materiales que los componen, para mantener su resistencia ante cargas que les han impuesto deformaciones inelásticas, se denomina ductilidad. La ductilidad, μ se puede calcular como el cociente de cualquier deformación Δ , mayor al límite elástico, entre la deformación de fluencia teórica especificada (o bien, medida) Δ_y , como sigue:

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (\text{ec. 5.1})$$

En la ec. 5.1, Δ y Δ_y no sólo se refieren a deformaciones, también pueden representar desplazamientos laterales, desplazamientos asociados a deformaciones por corte o por flexión, rotaciones o curvaturas.

Asimismo, es posible reconocer diferentes *ductilidades* a las que corresponden distintos comportamientos estructurales o distintos niveles de daño, según los valores de Δ y de Δ_y . Por ejemplo, la ductilidad μ puede alcanzar un valor límite si Δ se toma como el valor asociado a la resistencia última Δ_u , o un valor intermedio si Δ es el desplazamiento asociado a una deformación máxima aceptable $\Delta_{\text{útil}}$.

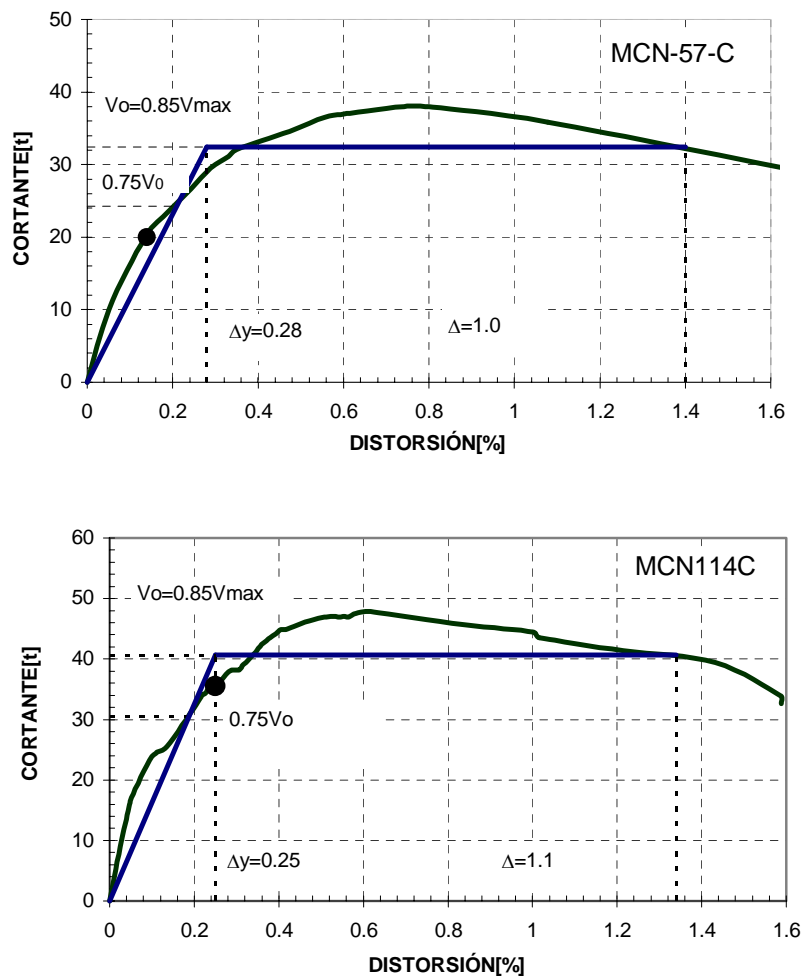
En este trabajo, la ductilidad se calculó a partir de la deformación asociada después de la resistencia; cuando cayó a 0.85 V_R de la resistencia de los muros. Lo anterior equivale a suponer que cuando se presenta un descenso de más del 15% de la carga lateral máxima resistida, los muros han alcanzado la deformación última o de falla. Este criterio obedece a que el incremento en la capacidad de deformación resulta poco relevante si no se conserva la resistencia en forma razonable.

Con el objeto de comparar la ductilidad de los dos modelos ensayados se utilizó el criterio de Park que se basa en la determinación de una rigidez inicial secante al 75% de la carga última. La carga última se definió, a su vez, como la asociada al 15% de degradación de resistencia.

En la figura 5.6 se ilustra la ductilidad de los dos modelos. En general, los dos muros con refuerzo en el alma del muro presentaron una buena capacidad de deformación luego de alcanzada la carga máxima, con un descenso moderado de la resistencia máxima. Por lo que la función del refuerzo en el alma del muro fue retrasar la falla cuando la grieta diagonal principal incurrió en gran parte la esquina superior del castillo en estado de tensión.

También en la figura 5.6 observamos que en el muro MCN-114-C para la misma distorsión aproximadamente fluye tanto experimentalmente y según la teoría de Park.

Para el caso de MCN-57-C, la fluencia experimental se da aproximadamente cuando se presenta la primera grieta diagonal importante, la carga en la que empieza a fluir el acero representa el 52% de la resistencia máxima.



**Figura 5.6 Capacidad de deformación de los dos modelos según el criterio de Park
(El círculo negro indica el inicio de fluencia de los refuerzos en el alma de los muros)**

El refuerzo del alma del muro MCN-114-C fluyó primero para mayor carga y menor distorsión respecto al muro MCN-57-C.

Los valores de ductilidad obtenidos mediante la aplicación de criterio anterior a las envolventes de respuesta carga lateral versus distorsión de los ciclos negativos se presentan en la tabla 5.4

Tabla 5.4 Ductilidad y factor de reducción de fuerza sísmica

Espécimen	$V_{m\acute{a}x}[t]$	$V_o[t]$	$V_o^*[t]$	$\Delta^*[%]$	$\Delta[%]$	$\Delta y[%]$	μ	Q
MCN-57-C	38.1	32.3	24.3	2.0	1.0	0.3	3.3	2.3
MCN-114-C	47.9	40.7	30.5	1.9	1.1	0.3	3.4	2.4

En la Tabla 5.4 se puede observar que los valores de ductilidad μ según la cuantía. Esto valores obtenidos son muy próximos, así como los factores de reducción de fuerza sísmica Q.

5.2.5 Modos de falla

En la figura 5.7 se muestra los patrones finales de agrietamiento para el modelo MCN-57-C y MCN-114-C. En ambos modelos el modo de falla se presentó en cortante por tensión diagonal.

Se observó que las grietas horizontales en los castillos del muro MCN-57-C, están asociadas a la presencia de deformaciones por flexión y las grietas inclinadas están asociadas al cortante en tensión diagonal.

En el modelo MCN-114-C las grietas son relativamente más uniformes hasta la carga máxima. En el modelo MCN-57-C, llega a formarse las grietas diagonales, en X, relativamente simétrica a la diagonal de 45° del muro, además en éste muro, se presenta problemas de aplastamiento en los talones de los castillos, y llega a presentarse más desplazamiento del alma del muro respecto a la cimentación casi siete veces más que el otro modelo MCN-114-C.



Modelo MCN-57-C

Modelo MCN-114-C

Figura 5.7 Comparación de los daños finales de ambos modelos

Sin embargo, a diferencia del muro MCN-114-C, en el muro MCN-57-C, no se observó algún tipo de grietas importante en las partes superiores, de los castillos y alma del muro, tampoco en la mitad superior del muro.

Durante la etapa de comportamiento inelástico (cortante en promedio 20 t (196.2 kN)) hasta el final de la prueba el modelo MCN-114-C mostró un predominio de deformaciones de cortante.

En el caso del modelo MCN-57-C, dado que sólo se llegó hasta el 1%, también, llegó a mostrar un predominio de deformaciones, por corte, desde la etapa inelástica hasta el final de la prueba.

5.3. COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES CON EXPRESIONES TEÓRICAS

La comparación se realiza entre los muros ensayados ante carga cíclica (MCN-57-C y MCN-114-C) y los muros ensayados ante carga monótona (MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M).

Los muros pertenecen a la etapa I del proyecto “Comportamiento sísmico de viviendas con muros de concreto”.

Las características más importantes de los ensayos monótonos se presentaron en el capítulo 3. La comparación se realizará básicamente en resistencia, rigidez y capacidad de deformación.

5.3.1 Resistencia

Consistió fundamentalmente en la comparación de los valores registrados experimentalmente con aquellos obtenidos empleando las expresiones de diseño contenidas en el ACI y otros estudios mencionados en el capítulo 1.

Antes debemos recordar, como se dijo inicialmente, que el MCN-57-C no se llevó hasta el colapso, pero la tendencia de la degradación de resistencia es similar al muro MCN-57-M, por lo cual opté por realizar la comparación.

A continuación se presentan las comparaciones mencionadas del muro patrón al muro MCN-0-M, con los muros con cuantías de refuerzo en el panel.

En el caso del muro MCN-0-M (sin refuerzo en el alma) se llegó a una resistencia limitada de la cual cayó súbitamente, sin dar oportunidad a una degradación de resistencia. Esto era de esperarse, dado que no se contaba con refuerzo en el alma del muro (ver figura 5.8).

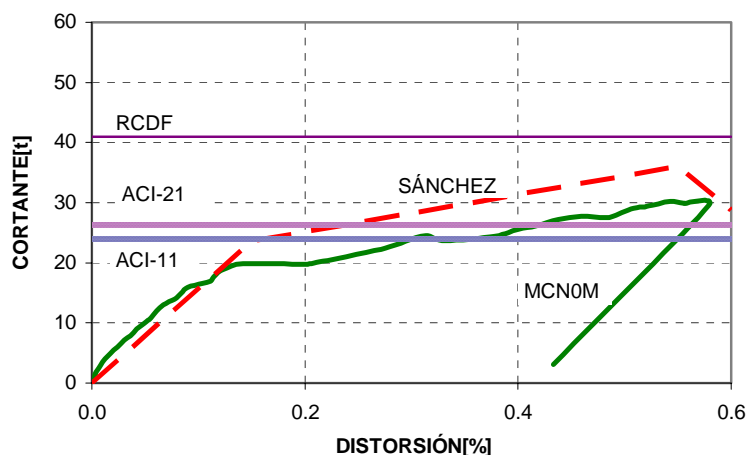


Figura 5.8 Comparación del modelo MCN-0-M con las expresiones de Sánchez y el ACI

Comparando con algunas expresiones, la predicción de la carga de agrietamiento diagonal del modelo de Sánchez está 15% por encima del valor experimental, mientras que la predicción de la distorsión correspondiente es igual a la real. Las predicciones de la carga de agrietamiento utilizado por las expresiones del ACI resultaron conservadoras (20% por encima del experimental).

Para el caso MCN-57-M y MCN-57-C, el modelo de Sánchez sobreestima en 16% el cortante de agrietamiento diagonal para carga cíclica y para carga monótona subestimó en 15% (ver figura 5.9). En lo que responde a la carga máxima la predicha por el modelo de Sánchez fue 23% mayor que el caso cíclico y 13% mayor en el caso monótono, mientras que la distorsión correspondiente fue 11% mayor en el caso cíclico y 30% menor en el caso monótono (ver tabla 5.5)

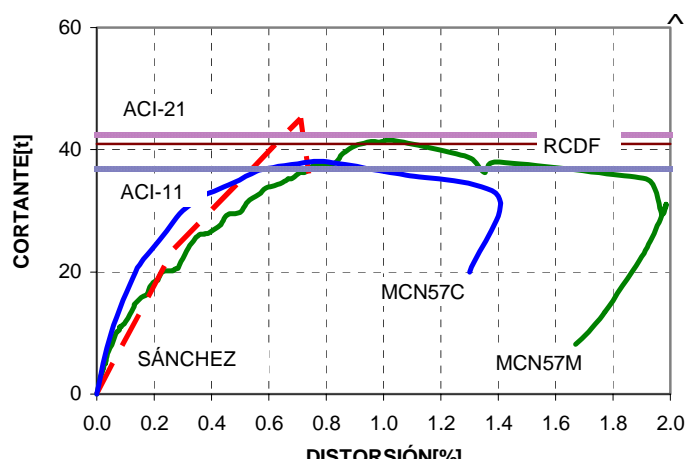


Figura 5.9 Comparación de los modelos de 57% de cuantía con las expresiones de Sánchez y el ACI

Las expresiones del ACI del capítulo 11 sobreestima la resistencia al corte en 4% para carga cíclica y 12% para carga monótona, y utilizando la expresión del ACI del capítulo 21 para carga sísmica el error es casi nulo para carga monótona y subestima en 8% para carga cíclica (ver tabla 5.5).

Tabla 5.5 Comparación de resistencia para 57% de cuantía en el panel del muro

Evento	MCN-57-C		MCN-57-M		Sánchez(2002)		ACI(capit 11)	ACI(capit21)
	Distorsión (%)	Resistencia (t)	Distorsión (%)	Resistencia (t)	Distorsión (%)	Resistencia (t)	Resistencia (t)	Resistencia (t)
1ra grieta diag. principal	0.12	20.00	0.22	20.00	0.19	23.21	***	***
Resistencia	0.80	38.10	1.02	41.60	0.71	47.00	36.90	42.40
Carga última	1.40	32.38	1.90	34.52	0.81	37.41	***	***

Para el caso MCN-114-M y MCN-114-C, respecto a la carga cíclica el modelo de Sánchez se acerca bastante bien en el cortante de agrietamiento, y en distorsión sobreestima en casi el 100%. Así mismo en el cortante máximo sobreestima en 24%, y en su distorsión respectiva el error es casi nulo. Y para el cortante último sobreestima en 15% y en su distorsión correspondiente el error es casi nulo (ver figura 5.10).

Respecto al ensaye monótono, la curva predicha por el modelo de Sánchez se acerca moderadamente a la curva experimental, con excepción de las distorsiones máxima y última que son aproximadamente 23% menores que el real.

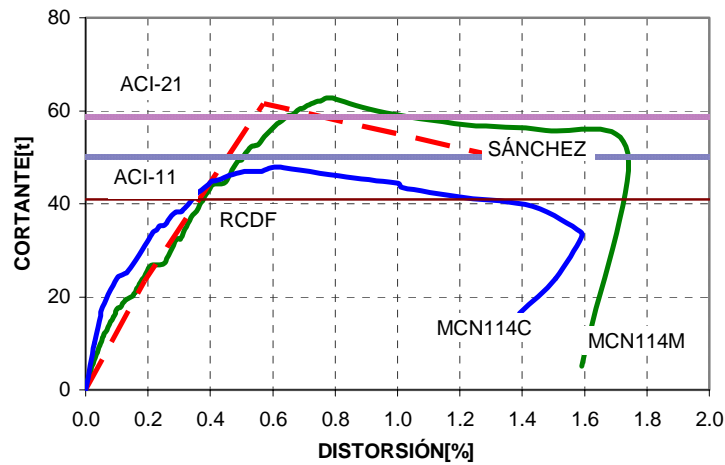


Figura 5.10 Comparación de los modelos de 114% de cuantía con las expresiones de Sánchez y el ACI

Utilizando la expresión del ACI (capítulo 21) sobreestima en 17% respecto al máximo cortante en el ensaye cíclico y subestima en 11% respecto al máximo cortante en el ensaye monótono (ver tabla 5.6).

Al considerar el ACI (capítulo 11) sobreestima en 4% respecto al máximo cortante en el ensaye cíclico y subestima en 20% respecto al máximo cortante en el ensaye monótono.

Tabla 5.6 Comparación de resistencia para 114% de cuantía en el alma del muro

Evento	MCN-114-C		MCN-114-M		Sánchez(2002)		ACI(capit 11)	ACI(capit21)
	Distorsión (%)	Resistencia (t)	Distorsión (%)	Resistencia (t)	Distorsión (%)	Resistencia (t)	Resistencia (t)	Resistencia (t)
1ra grieta diag. principal	0.13	23.90	0.18	26.80	0.19	23.80	***	***
Resistencia	0.61	47.85	0.75	62.80	0.57	61.50	50.00	58.60
Carga última	1.34	40.67	1.76	50.24	1.38	49.20	***	***

En la figura 5.11 se presenta una gran diferencia en la capacidad resistente entre los muros ensayados con carga monótona y cíclica. La capacidad de carga es mayor en el caso de carga monótono de 15 al 25% respecto a las cargas cíclicas para las cuantías de 57 y 114% respectivamente.

Similar a los muros ensayados cíclicamente, en los muros ensayados ante carga monótona se observa un aumento de la resistencia al cortante a medida que aumenta la cuantía de refuerzo horizontal del panel.

En los muros con refuerzos en el panel se da una degradación de resistencia moderada, no es súbita como en el caso del muro con 0% de cuantía mínima. Aquí también se observa la contribución del refuerzo en el alma del muro para tener mayor resistencia, y que la carga máxima se vaya atenuando levemente dándole mayor capacidad de deformación, como se muestra en la figura 5.11.

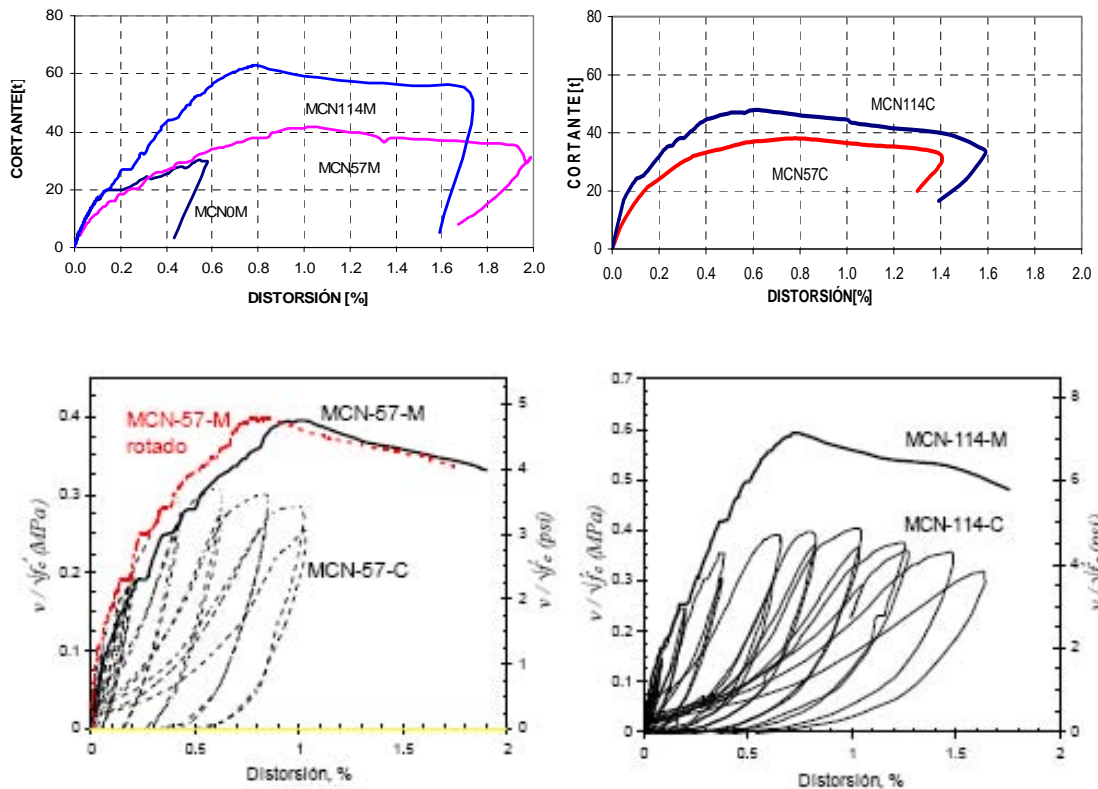


Figura 5.11 Comparación de los modelos ante ensaye monótono y cíclico

Los muros ensayados ante carga monótona resultaron más resistentes y con mayor capacidad de deformación con respecto a los muros ensayados ante carga cíclica.

Considerando la comparación con otras expresiones, mencionadas en el capítulo 1, también se presentan las comparaciones considerando la participación del refuerzo horizontal. En la figura 5.12 con triángulos negros son representados los muros ante carga cíclica, los cuadrados negros los muros ensayados ante carga monótona, y con diamante pequeño los muros de base de datos que fallaron por corte con diamantes. Se observa que tanto en los muros ensayados con cargas cíclicas como en las monótonas se da un aumento de la resistencia al cortante a medida que aumenta la cuantía horizontal en el alma del muro.

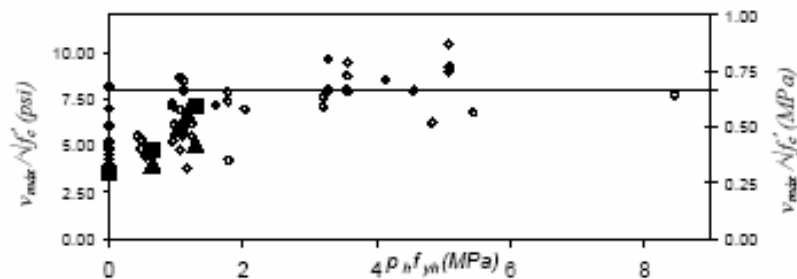


Figura 5.12 Resistencia al corte versus el producto $\rho_h f_{yh}$

En la figura 5.13, se considera la relación que hay entre el esfuerzo cortante teórico y el experimental versus el producto $\rho_n f_{yh}$, en este caso los cuadrado oscuros representa el ensayo monótono y los rombos representa al ensayo cíclico. Su resistencia se evaluó considerando los reglamentos para diseño sísmico ACI (capítulo 21) y el reglamento del RCDF. Se observa que ambos reglamentos dan valores hacia el lado de la inseguridad. Pero podría pasar al lado de la seguridad al aplicarle el factor de reducción de resistencias al diseñar por corte.

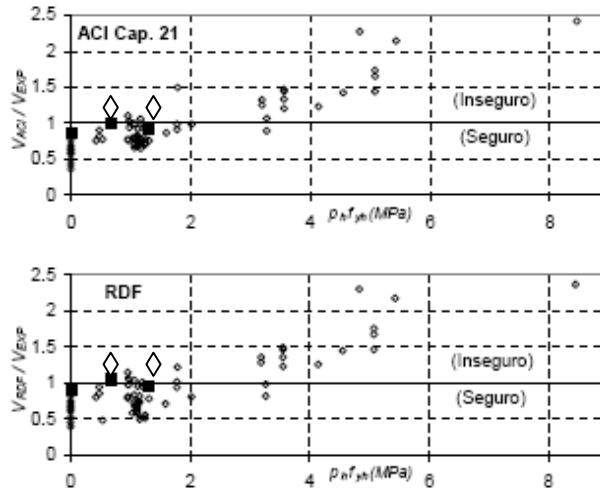


Figura 5.13 Cociente entre la fuerza cortante teórica y la experimental versus el producto $\rho_n f_{yh}$, para el código ACI (capítulo 21) y el reglamento RCDF (los cuadrado negros son ensayos monótonos y los rombos los ensayos cíclicos)

En la figura 5.14, al igual que en el caso anterior los cuadrados negros representan al ensayo monótono y los rombos al ensayo cíclico. La resistencia se ha calculado con las normas del ACI (capítulo 11) es bastante preciso en su predicción con los ensayos monótonos y el Eurocode EC2, predice la resistencia de los muros ensayados monotónicamente de manera conservadora los demás puntos representan la falla al corte por diamante de los muros base.

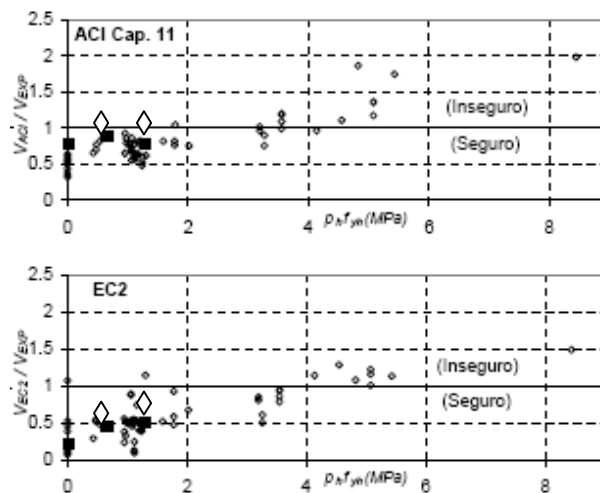


Fig 5.14 Cociente entre la fuerza cortante teórica y la experimental versus el producto $\rho_n f_{yh}$, para el código ACI (capítulo 11) y el Eurocode EC2 (los cuadrado negros son ensayos monótonos y los rombos los ensayos cíclicos)

Por lo tanto el ACI (capítulo 11) así como el RCDF predicen de manera adecuada la resistencia de los muros ensayados.

En la figura 5.15 se muestra gráficas donde se muestran las variables para el modelo de Hernández, Wood, Leiva y Sánchez. Los resultados experimentales caen hacia el lado de la inseguridad (cuadrado oscuro son los muros ensayados ante carga monótona y rombos son los muros ensayados cíclicamente). Todos los modelos tienen la misma tendencia de sobreestimar la resistencia cuando el refuerzo horizontal es bajo. El modelo que predice con más precisión los resultados experimentales es el de Sánchez.

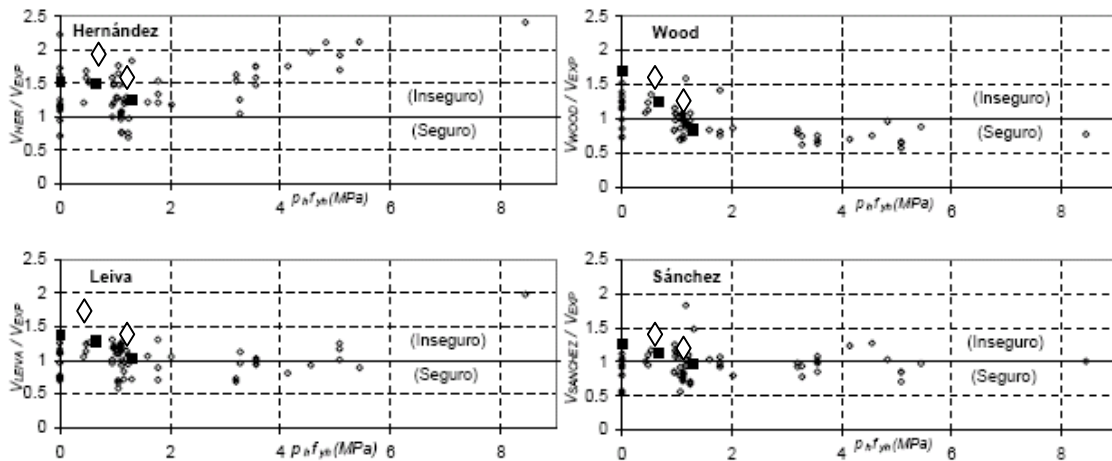


Figura 5.15 Cociente entre la fuerza cortante teórica y la experimental versus el producto $\rho_h f_{yh}$ para los modelos de Hernández, Wood, Leiva y Sánchez.

5.3.2. Rigidez

En la tabla 5.7, k_1 es la rigidez inicial teórica que considera el efecto de cortante y flexión (ver capítulo 4), k_2 es la rigidez de agrietamiento teórica propuesta por Sánchez, 2002 (ver capítulo 1), y $K_{inicial}$ y $K_{agrietamiento}$ son valores experimentales.

Tabla 5.7 Comparación de rigidez teórica y experimental

Modelos	k_1 (t/cm)	k_2 (t/cm)	$K_{inicial}$ (t/cm)	$K_{agrietam.}$ (t/cm)
MCN-0-M	589.6	63.1	155.6	55.5
MCN-57-M	590.6	50.5	200.0	37.1
MCN-57-C	584.3	50.1	230.0	46.7
MCN-114-M	590.8	50.9	235.7	62.4
MCN-114-C	584.3	50.6	247.0	61.2

En el muro MCN-0-M, se observa menor valor experimental en rigidez inicial y de agrietamiento, esto era de esperarse, y se ve la aportación del refuerzo en el alma del muro.

En los muros con 57% de cuantía de refuerzo en el alma del muro, el modelo de Sánchez predijo de manera adecuada la rigidez inicial del espécimen pero sobreestima la rigidez luego de alcanzada la carga de agrietamiento, además predijo una decaimiento de resistencia bastante rápido luego de alcanzada la carga máxima. A diferencia de lo observado experimentalmente, el modelo de Sánchez supone que el cambio de rigidez inicial se da luego de alcanzada la carga de agrietamiento.

La degradación de rigidez se observa que es independientemente de la carga y de la cuantía, la curva tiende a hacer una parábola (ver figura 5.16). Inicialmente se presenta una fuerte pérdida de rigidez de los modelos, luego llegan a estabilizarse, llegando al final una rigidez del 10% de la rigidez inicial aproximadamente.

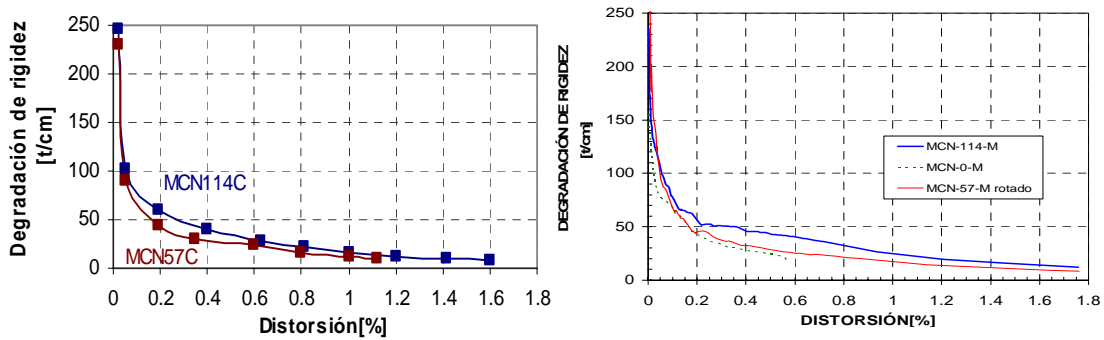
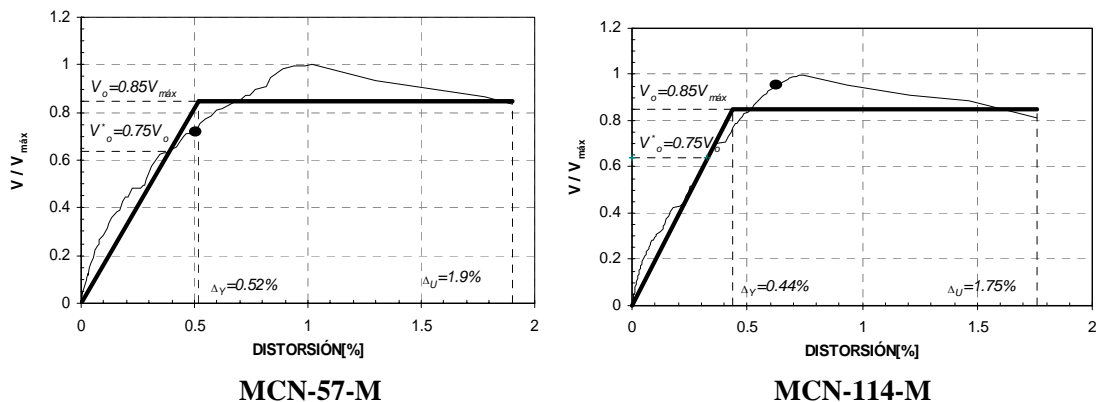


Figura 5.16 Degradación de rigidez en los muros ensayados ante carga cíclica y ante carga monótona

5.3.3 Capacidad de deformación

Se presentó menor ductilidad en el cíclico ($\mu=3.4$) respecto al monótono ($\mu=3.6$), considerando el criterio de Park. Esto era de esperarse, dado que en los ensayos cíclicos se degradan más rápido tanto rigidez como resistencia.



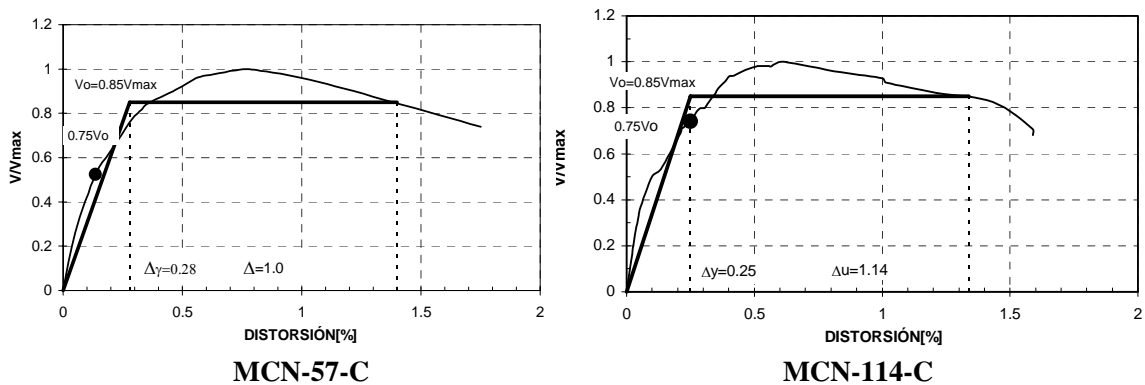


Figura 5.17 Capacidad de deformación de los modelos ensayados ante carga monótona (sup.) y carga cíclica (inf), el punto negro indica la primera fluencia del alma del muro.

En el caso de los muros con cuantía 114% llegaron casi a la misma distorsión final (1.6% para el cíclico y 1.76% para el monótono), en el caso cíclico el ensaye se suspende por que se presenta inestabilidad lateral y representó el 70% de la resistencia máxima y en el monótono los pruebas se suspende cuando alcanza el 80% de la resistencia máxima.

En la figura 5.18 se muestran las curvas cortante–distorsión global para los cinco muros ensayados, ante cargas cíclicas y cargas monótonas. Se indican los puntos correspondientes a la primera y segunda grieta diagonal principal, el inicio de la fluencia.

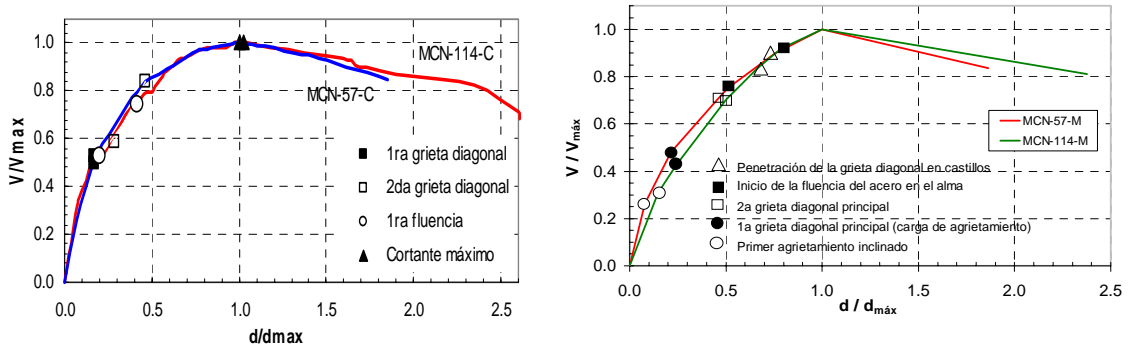


Figura 5.18 Curvas esfuerzo cortante-distorsión global para los cinco muros ensayados, ante cargas cíclicas y cargas monótonas.

5.3.4. Contribución del refuerzo en el alma del muro

Al considerar la influencia del refuerzo horizontal en la resistencia a cortante y en la capacidad de deformación de los muros de concreto, es preciso tener en cuenta que los esfuerzos en los refuerzos horizontales no son iguales con la altura, debido a que las deformaciones horizontales son variables y dependen de la magnitud de las grietas inclinadas que son atravesadas por ellos. Por esta razón, no todos los refuerzos alcanzan un comportamiento inelástico o no todos ellos alcanzan la plastificación en forma uniforme.

Por tanto, al evaluar la contribución del refuerzo como elemento resistente a cortante, es necesario

conocer su participación real o eficiencia, como un promedio de la contribución de cada uno de los refuerzos horizontales. Para fines de diseño es de interés conocer la eficiencia del refuerzo horizontal proporcionado por el refuerzo en los muros sujetos a cargas laterales.

En lo que sigue se trata de evaluar la contribución del acero de refuerzo a la carga máxima con base en las mediciones realizadas con los deformímetros eléctricos, y considerando la analogía de la armadura. En la figura 5.20 se ha trazado la línea $v_{\text{máx}}/\sqrt{f'_c} = \rho_h f_{yh}$ y la línea del ajuste realizado con una regresión lineal. Se observa que a medida que aumenta el producto $\rho_h f_{yh}$, se tiende a sobreestimar la contribución del acero de refuerzo por medio de la analogía de la armadura. Wood (1989) obtuvo una relación similar para distintos resultados experimentales y concluyó que para muros con cuantías de refuerzo mayores a 1.5 veces la mínima, la analogía de la armadura, con ángulo de inclinación de los puntales de 45°, sobreestima la contribución del acero de refuerzo.

La predicción de la resistencia al corte según los códigos ACI y RDF, se basa en una contribución del concreto, dependiente de la raíz cuadrada de f'_c , y una contribución del acero, considerando la fluencia del total de las barras de refuerzo horizontal en el alma. Algunas de las referencias ya citadas consideran que para muros robustos también se debe tomar en cuenta la contribución del acero vertical en la resistencia y/o que la contribución del acero horizontal no es 100% efectiva.

Para hallar experimentalmente la contribución del acero de refuerzo vertical y horizontal en los especímenes, se midió la deformación unitaria medida en los deformímetros cercanos a las grietas diagonales principales. Con la ayuda de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo se obtuvieron los esfuerzos correspondientes. Promediando los esfuerzos de cada barra, se obtuvo la fracción del esfuerzo de fluencia que colaboró en la resistencia al corte. Por simplicidad, la curva esfuerzo-deformación de las barras de refuerzo se supuso elasto-plástica.

El esfuerzo de fluencia se obtuvo promediando los valores hallados en las pruebas realizadas en la máquina universal, de especímenes de barras de la misma colada que el acero utilizado en la malla de refuerzo de los muros. El valor promedio fue $f_{yh}=457.8$ MPa ($4,667$ kg/cm²). Debido a que la medición del módulo de elasticidad del acero, E_s es muy sensible a cambios de temperatura y humedad relativa, se utilizó el valor teórico $E_s=206,010$ MPa (2.1×10^6 kg/cm²). A estos valores les corresponde una deformación de fluencia $\epsilon_y=0.0022$. En la figura 5.6 se muestra la curva esfuerzo-deformación de una de las probetas de acero ensayadas y la curva esfuerzo-deformación promedio utilizada en este ejercicio.

En la figura 5.19 con línea punteada indica el espécimen de refuerzo ensayado en máquina universal en el laboratorio, y en línea llena es la curva elasto plástica usada en el análisis de deformímetros.

Se debe tomar en cuenta que una barra de refuerzo puede tener diferentes deformaciones en su longitud, coincidiendo las mayores deformaciones con las grietas diagonales principales. Sin embargo, también se ha observado la fluencia en zonas alejadas de las grietas inclinadas, y fluencia tardía, luego de alcanzada la carga máxima, en zonas que intersecan grietas diagonales principales.

Del párrafo anterior se deduce que no siempre se debe esperar fluencia en las zonas que intersecan a una grieta diagonal principal. No obstante en algunos casos, los instrumentos estuvieron muy alejados de las grietas diagonales principales (como en las barra LH1 y LH4 de la figura 4.21 y 4.46), de la discusión anterior se puede concluir que aún así los resultados son indicativos.

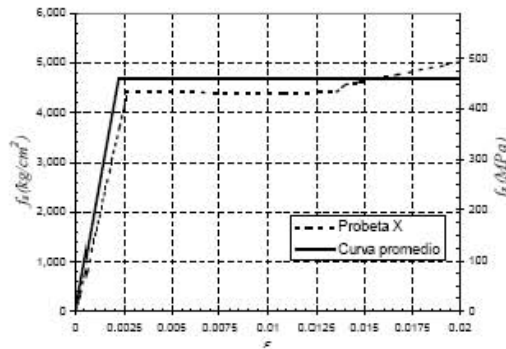


Figura 5.19 Curvas esfuerzo-deformación de la probeta de refuerzo

Una vez obtenido el esfuerzo promedio del refuerzo horizontal y vertical de los muros se utilizó la expresión dada en el Eurocode para el cálculo de la contribución del acero de refuerzo, v_{s1} , en muros con relación de cortante menor que 1.30 (ver sección 1.3.). A la ec. 1.13 se le aumentaron los factores F_H y F_V , que representan el porcentaje de participación de las barras de refuerzo horizontal y vertical. Por ejemplo, F_H es el cociente entre el esfuerzo promedio en las barras de refuerzo horizontal, hallado con las deformaciones medidas en las barras de refuerzo, y el esfuerzo de fluencia promedio hallado con ensayos de probetas ($f_y = 457.8$ MPa).

$$V_{S1} = \rho_h f_y (M / VL - 0.3) F_H + \rho_v f_y (1.3 - M / VL) F_V \quad (5.1)$$

El mismo ejercicio se realizó considerando solamente la contribución del acero de refuerzo horizontal, v_{s2} , utilizando la analogía de la armadura, mediante la ec.5.2. En esta expresión, el factor F_H es el mismo que el de la ec. 5.1.

$$V_{S2} = \rho_h f_y F_H \quad (5.2)$$

En la tabla 5.8 se muestran los valores de la contribución del acero de refuerzo utilizando las ecs. 5.1 y 5.2, donde los factores F_H y F_V se hallaron con las deformaciones reales en las barras de refuerzo de los muros ensayados. Con fines comparativos se presentan los resultados teóricos de la contribución del acero de refuerzo, v_{s3} , con base en la analogía de la armadura con ángulo de inclinación de los puntales de 45° (ec. 5.3).

$$V_{S3} = \rho_h f_y \quad (5.3)$$

En la tabla 5.8 se observa que los valores del factor de efectividad, F_H , son menores al recomendado por Sánchez, que recomienda un valor de $F_H = 0.85$ para bajas cuantías de refuerzo horizontal (Leiva recomienda un valor de $F_H = 0.7$). Como se esperaba, los factores de efectividad disminuyen a medida que aumenta el acero de refuerzo, tanto horizontal como verticalmente. Sin embargo, no se puede decir mucho más al respecto con tan pocos resultados experimentales.

Tabla 5.8 Contribución del refuerzo en el panel evaluado por las ecuaciones

Modelo	FH (%)	Fv (%)	Ec. 5.1				Ec. 5.2		Ec. 5.3	
			Vsh (Kg/cm2)	Vsv (Kg/cm2)	Vs1 (Kg/cm2)	Vs1/Vtot (%)	Vs2 (Kg/cm2)	Vs2/vtot (%)	Vs3 (Kg/cm2)	Vs3/Vtot (%)
MCN-57-C	84	70	4.57	1.37	5.95	37	6.53	41	6.53	41
MCN-57-M	81	66	3.75	1.32	5.07	29	5.38	31	6.6	38
MCN-114-C	79	62	7.68	3.25	10.93	55	10.98	55	13.07	66
MCN-114-M	75	51	7.01	2.03	8.94	34	9.96	38	13.21	51

En la figura 5.20 se muestra la relación entre resistencia al corte de los muros de la base de datos y el producto $\rho_h f_{yh}$. Los rombos pequeños son las bases de datos de muros de concreto recopilada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Los cuadrados negros son los tres muros ensayados ante carga monótona, y los ovalados son los dos muros ensayados ante carga cíclica.

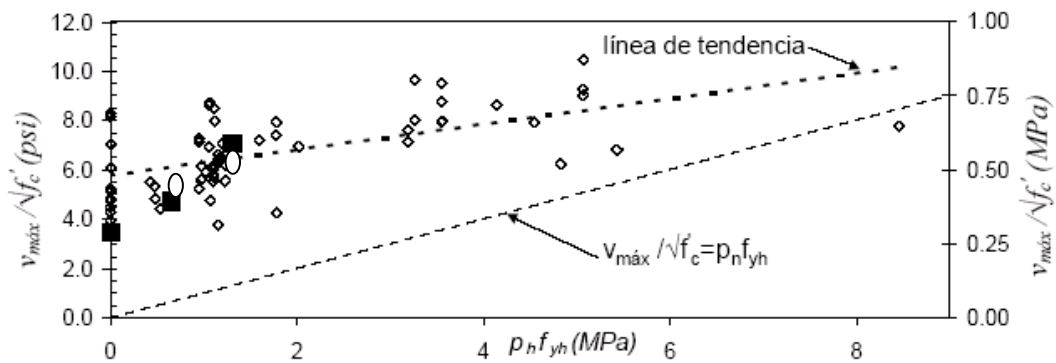


Figura 5.20 Dependencia de la resistencia al corte con respecto al producto $\rho_h f_{yh}$, (FH=1) los cuadrados negros oscuros son los muros ante cargas monótonas, y los círculos los muros ante cargas cíclicas.

Observamos que también estos cinco muros siguen la línea de tendencia. Lo cual se puede ver que la resistencia al corte aumenta, al aumentar la cuantía de refuerzo horizontal, aunque el ACI y el RDF subestiman la resistencia de muros con bajas cuantías de refuerzo horizontal y sobreestiman la resistencia de muros con altas cuantías de refuerzo horizontal. Hubo mayor contribución del refuerzo vertical cuando el muro estuvo sometido a cargas laterales cíclicas. Y en general hubo mayor contribución del refuerzo tanto horizontal como vertical, (ver tabla 5.8) cuando el muro es sometido a cargas laterales cíclicas que cuando fue sometido a cargas laterales monótonas, debido a la mayor degradación de rigidez, y fluencia temprana de los refuerzos a menor distorsión.

Del análisis de la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los cinco muros ensayados podemos concluir que el muro con cuantía de refuerzo menor que la mínima se comportó de manera satisfactoria. Estos muros tuvieron un valor de resistencia menores a los muros MCN-114-M y MCN-114-C, pero su rigidez y capacidad de deformación fueron similares.

Se ha encontrado que el acero de refuerzo participó activamente en la resistencia máxima, pero también colaboró en el control del agrietamiento y posiblemente en el retraso de la degradación del concreto del alma. Una mayor cuantía de refuerzo no implicó una mayor resistencia debido a que más barras fluyeron en el alma; por el contrario, al aumentar la cuantía de refuerzo, la cantidad de

barras que fluyeron fue menor. Así, se debe tomar en cuenta la cuantía de refuerzo en el alma en el cálculo de la contribución del concreto.

La diferencia entre las respuestas de los muros ensayados cíclica y monótonamente, fue únicamente en la resistencia máxima. Las predicciones del Capítulo 21 del ACI y del reglamento RDF estuvieron del lado de la inseguridad mientras que el Capítulo 11 del ACI predijo de manera adecuada las resistencias.

Finalmente, se concluye el buen comportamiento mostrado por los muros MCN-57-M y MCN-57-C con respecto a los muros MCN-114-M y MCN-114-C, en lo que respecta a resistencia, rigidez y capacidad de deformación.

5.3.5. Aspectos constructivos

Para la construcción de muros de concreto con espesores muy delgados se sugiere tener las siguientes consideraciones de carácter constructivo:

- Es muy importante diseñar, detallar y desarrollar adecuadamente el refuerzo en las uniones entre muros, muro con la losa techo y muro con la cimentación, asegurando su anclaje.
- Es recomendable colar en una sola etapa los muros, evitando así las juntas de construcción intermedias y asegurando que el concreto sea el mismo a lo largo de todo el elemento estructural.
- Se requiere de un buen control de calidad de los materiales empleados en estas estructuras del proceso constructivo y de las dosificaciones empleadas para cumplir con las especificaciones de diseño.
- La cimbra utilizada para la construcción de los muros, vigas y losa debe estar en buen estado y adecuadamente soportada. Es conveniente revisar su diseño y no emplear retazos de madera o de tripley defectuosos para su fabricación.
- Debe hacer un buen curado del concreto de los muros para evitar agrietamientos de contracción de fragua, pues repercute en su rigidez, y resistencia.
- Dado que los muros son espesores delgados ($e=10\text{cm}$), es importante cuidar el recubrimiento del refuerzo, para evitar la corrosión. Así mismo debido a los espacios reducidos entre refuerzos de los castillos el vibrado debe ser eficientes para evitar vacíos no deseables.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

A partir de los comentarios vertidos en los capítulos relativos al comportamiento de los modelos ante cargas cíclicas y monótonas, su comparación, análisis y discusión de resultados, se obtuvieron las siguientes conclusiones.

De los muros ensayados cíclicamente:

- En los dos modelos, la falla fue por corte en tensión diagonal.
- Los agrietamientos en el modelo MCN-114-C mostraron una distribución uniforme de daño hasta su resistencia.
- Los daños finales más importantes en el muro MCN-57-C se presentaron en las bases de los castillos y sobre la diagonal principal, y los daños finales en el muro MCN-114-C se presentan en la unión castillo, dala y alma del muro, así como en la mitad superior del muro.
- El primer agrietamiento inclinado importante en ambos muros se presentó para una distorsión de 0.14%, aproximadamente. La resistencia del muro MCN-57-C llegó a 20% por debajo de la resistencia del muro MCN-114-C. Para una menor distorsión, el muro MCN-114-C alcanzó la resistencia.
- En el muro MCN-57-C la primera fluencia estuvo próxima al primer agrietamiento diagonal importante. En el caso del muro MCN-114-C, la primera fluencia se presentó después de la segunda grieta diagonal importante.
- Ambos muros, presentaron rigideces iniciales similares. Su degradación de rigidez tiene la forma de una curva parabólica, independientemente de la carga y de la cuantía de refuerzo en el muro.
- La degradación de la rigidez inicial fue más pronunciada en ambos modelos a partir de una distorsión de 0.05% aproximadamente, independientemente de la cuantía de refuerzo utilizada en el muro.
- Ambos muros tuvieron una capacidad de deformación (ductilidad) similar, utilizando el criterio de Park.
- Del análisis de resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los dos muros ensayados cíclicamente, el muro MCN-57-C se comportó satisfactoriamente. Si comparamos con el muro MCN-114-C, a pesar que desarrolló menor resistencia, su rigidez y capacidad de deformación fueron similares.

- La disipación de energía y el amortiguamiento viscoso equivalente fue relativamente casi igual entre el muro MCN-114-C y el muro MCN-57-C.
- Con relación a los refuerzos horizontal y vertical en el alma del muro se observó que participaron en forma directa en la resistencia, y aportaron mucho en el control del agrietamiento, y en evitar una degradación rápida del concreto en el muro.
- El tener doble cuantía de refuerzo en el alma del muro MCN-114-C, no implica duplicar la capacidad. Lo que se observó más bien, es que el muro MCN-114-C con mayor cuantía de refuerzo, las barras fluyeron menos.

De los muros ensayados ante carga cíclica y monótona en general:

- En todos los modelos, la falla se presentó por tensión diagonal. Las formas en que se presentaron las fallas fue por la formación de grieta diagonal importante que se extendieron hacia la parte inferior y superior de los castillos.
- Sin importar el tipo de carga aplicada, los muros de 57% de cuantía en el refuerzo del alma del muro sufren daños en las bases de los castillos, llegando a aplastarse y formándose una dovela. Además, los castillos empiezan a agrietarse por flexión antes que se presente la grieta diagonal importante, y es por ello que se produce una tasa alta de degradación de rigidez, esto es más evidente cuando los ensayos son cíclicos.
- Los ensayos ante cargas monótonas, dan mayores valores en resistencia del orden de 15 al 25% respecto a las resistencias ante cargas cíclicas.
- La degradación de la resistencia es casi uniforme y leve después de la resistencia última, sin importar el tipo de cuantía, y el tipo de carga aplicada. A excepción del muro que no lleva refuerzo en el alma de muro donde su caída es rápida después de la carga máxima.
- Las rigideces iniciales son muy similares en los modelos de 57% y 114% de cuantías en el refuerzo del alma del muro sin importar el tipo de carga impuesta.
- La rigidez se degradó en todos los modelos de manera similar e inclusive sus curvas de forma parabólica se confunden prácticamente en una sola, sin importar la rigidez inicial, la cuantía considerada y el tipo de carga aplicada.
- Los muros ensayados ante carga monótona resultaron más resistentes y con mayor capacidad de deformación con respecto a los muros ensayados ante carga cíclica.
- La diferencia sustancial entre las respuestas de los modelos ensayados ante carga cíclica y monótona, fue sólo en resistencia máxima.
- Las barras que fluyeron primero estuvieron cerca de las grietas diagonales
- El modelo analítico que mejor predice en resistencia y rigidez de agrietamiento con más eficiencia los resultados experimentales tanto ante carga monótona y cíclica es el de Sánchez.

- El comportamiento de los muros MCN-57-C y MCN-57-M, presentaron relativa capacidad de deformación luego de alcanzada la resistencia máxima, y su desempeño fue similar a los muros MCN-114-C y MCN-114-M.
- De los ensayos realizados se puede concluir que la cuantía de refuerzo mínima de 0.0025 es elevada. Por lo que, se ha demostrado que el criterio dado por los reglamentos estudiados (ACI, RCDF) se pueden reducir.

RECOMENDACIONES

Con base a los resultados observados de los ensayos realizados se establecen las siguientes recomendaciones para diseño y construcción de muros de concreto sujetos a cargas sísmicas.

- Se puede usar el RCDF y el ACI con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo en el alma de muros sísmo-resistentes para concreto tipo normal para muros de pocos niveles (tres niveles de piso). Para muros mas altos habría que evaluar el daño por flexión en la base del muro y sus consecuencias en el deslizamiento del muro. Es deseable respaldar esta recomendación mediante un estudio analítico.
- Con la información experimental disponible sobre la evolución de niveles de daño, curvas de histéresis, y degradación de rigidez para los modelos ensayados hasta la fecha, y muros dañados por sismo, se recomienda elaborar una guía práctica para la evaluación de edificaciones dañadas.
- Es deseable profundizar más el estudio analítico y experimental de los mecanismos resistentes a cortante en el muro, teniendo en cuenta los muros perpendiculares adyacentes.
- Se recomienda tener especial cuidado con el diseño, detallado del refuerzo y control durante la construcción de los nodos formados en las uniones entre muros, entre muro y losa techo y cimentación, pues son zonas potencialmente frágiles y débiles en donde se puede presentar fallas inesperadas, que no permiten que se desarrolle toda la capacidad a cortante del muro.

REFERENCIAS

Aguilar G. y Alcocer S. (1997). "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales." Informe Técnico CENAPRED, Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, pp.181.

Alcocer S.M. (1998). "Algunas tendencias del concreto estructural." XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey N.L., México, pp.3-32.

Alcocer S. M., Murià D., Peña J. I. y Maldonado J. C. (1996), "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, CENAPRED, diciembre

American Concrete Institute (2002). "Building code requirements for structural concrete (ACI-318-02) and commentary (ACI-318R-02)". Farmington Hills, Michigan, pp.443.

ASCE-ACI Committee 326 (1962). "Shear and diagonal tension." ACI Journal, Vol. 59, Nos. 1, 2 y 3, enero, febrero y marzo, pp.1-30, 277-344 y 353-396.

ASCE-ACI, Committee 426 (1973). "The shear strength of reinforced concrete members," ASCE Journal of the Structural Division, 99(6), pp.1091-1187.

ASCE-ACI, Committee 445 (1998). "Recent approaches to shear design of structural concrete." ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 124(12), december, pp.1375-1417.

Cárdenas A.E., Hanson J.M., Corley W.G. y Hognestad E. (1973). "Design provisions for shear walls." ACI Journal, Proceedings, Vol. 70(3), marzo, pp.221-230.

Cárdenas A.E., Russell H.J. y Corley W.G. (1980). "Strength of low-rise structural walls." ACI Journal, SP-63, pp.221-241.

Celestino M. A.(2005) "Ensayo de tres muros de concreto armado bajo cargas laterales con diferentes cuantías de refuerzo", Tesis de Maestría, División de Posgrado, UNAM.

Chang P. (editor) (2001), "Structures 2001, a structural engineering odyssey." Structural Engineering Institute of ASCE, Proceedings of the 2001 Structures Congress and Exposition, Washington, D.C.

Clough R. W., Güllkan P. y Mayes R. L. (1980), "An Investigation of the seismic behavior and reinforcement requirements for single-story masonry houses", Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 7, Istanbul, Turkey, septiembre, pp. 119-126.

Consejo Nacional de Población(2004). "Proyecciones de los hogares y viviendas 2000-2030", Ver correo www.conapo.gob.mx.

Eurocode N°2 (1989). "EC2: design of concrete structures."

Eurocode N°8 (1988). "EC8: design of structures in seismic regions." Fundación ICA (2003), "Edificaciones de mampostería para vivienda", México, DF.

REFERENCIA

Gere, Timoshenko, "Mecánica de materiales", 1985

Hernández O., Meli R., Padilla M. y Valencia E. (1981), "Refuerzo de la vivienda económica en zonas sísmicas. Estudios experimentales". Informe 441, Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre, 73 pp.

Hernández B.O. (1980a). "Diseño sísmico de muros de concreto con falla por cortante." Reporte del Instituto de Ingeniería de la UNAM, diciembre, pp.403.

Hernández B.O. y Zermeño de L.M.E. (1980b). "Strength and behavior of structural walls with shear failure." Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Estambul, Turquía, Vol. 4, pp.121-124.

Hidalgo P.A., Jordán R.M. y Ledezma C.A. (1998). "Experimental study of reinforced concrete walls under shear failure." Proceedings of the 6th National U.S. Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington, pp.13.

Hidalgo P.A., Jordán R.M. y Martínez M.P. (2002). "An analytical model to predict the inelastic seismic behavior of shear-wall, reinforced concrete structures." Engineering Structures, Vol. 24, pp.85-98.

Hwang S.J., Fang W.H., Lee H.J. y Yu H.W. (2001). "Analytical model for predicting shear strength of squat walls." ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 127(1), enero, pp.43-50.

Leiva G. y Montañón J.C. (2001). "Resistencia al corte de muros de hormigón armado." Revista de Ingeniería Sísmica, No. 64, pp.1-18.

Lopes M.S. (2001a). "Experimental shear-dominated response of RC walls, Part I: objectives, methodology and results." Engineering Structures, Vol. 23, pp.229-239.

Meli R. (1976). "Consideraciones sobre el diseño sísmico de estructuras con muros de concreto." Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Vol. 14, enero-febrero, pp.59-84.

Murià D y González R. (1995) "Propiedades dinámicas de Edificios de la ciudad de México", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 51, pp. 25-45

Newmark N. M. y Hall W. Y. (1982), "Earthquake spectra and design", Earthquake Engineering Research Institute, marzo, 103 pp.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Gaceta Oficial del Departamento del DF, 105 pp.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Departamento del DF, 21 pp.

Park F, Paulay, T. "Estructuras de Concreto Reforzado" Editorial Limusa Séptima Reimpresión, 1994, México D.F.

Paulay T. y Priestley J. (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry building", John Wiley & Sons Inc., Nueva York, 744 pp.

REFERENCIA

Paulson T. J. y Abrams D. P. (1990a), "Correlation between static and dynamic response of model masonry structures", *Earthquake Spectra, Journal of EERI*, Vol. 6, No. 3, agosto, pp. 573-592.

Paulson T. J. y Abrams D. P. (1990b), "Measured inelastic response of reinforced masonry building structures to earthquake motions", University of Illinois at Urbana-Champaign, A Report to the National Science Foundation, octubre 1990, pp. 295

Pineda J. A. y Alcocer S.M. (2003). "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla de alambre soldado." Informe Técnico CENAPRED, Area de Ingeniería Estructural y Geotecnia, pp.139.

Ruiz, J. (1995), "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", Tesis de Maestría, División de Posgrado, UNAM.

Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos I.A., Penelis G.G. (1999). "Cyclic load behavior of low-slenderness reinforced concrete walls: design basis and test results." *ACI Structural Journal*, Vol. 96(4), julio-agosto, pp.649-660.

Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos I.A. y Penelis G.G. (2000). "Cyclic load behavior of low-slenderness reinforced concrete walls: failure modes, strength and deformation analysis, and design implications." *ACI Structural Journal*, Vol. 97(1), enero-febrero, pp.132-141.

Sánchez A. (2003). "Informe Doctoral 3." Instituto de Ingeniería de la UNAM, pp.19.

Seible F. e Igarashi A. (1991). "Full-scale testing of masonry structures under simulated seismic loadings." *Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*, Holanda, pp.119-148

Tomažević M., Weiss P. y Velechovsky, T. (1990), "The influence of rigidity of floor on the seismic resistance of old masonry buildings", Institute for Testing and Research in Materials and Structures, Ljubljana, Eslovenia, febrero, pp. 157

Vallenas J.M., Bertero V.V. y Popov E.P. (1979). "Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls." Report No. UCB/EERC-79/20, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, agosto, pp.234.

Wood S.L. (1989). "Minimum tensile reinforcement requirements in walls." *ACI Structural Journal*, Vol. 86(4), septiembre-octubre, pp.582-591. 53.

Wood S.L. (1990). "Shear strength of low-rise reinforced concrete walls." *ACI Structural Journal*, Vol. 87(1), enero-febrero, pp.99-107

Zapata E. A. (2001), "Estudio de la respuesta dinámica de un edificio instrumentado", Tesis DEPI-UNAM, abril, 150 pp.

Zsutty T.C. (1971). "Shear strength prediction for separate categories of simple beam tests." *ACI Journal*, Vol. 68(2), febrero, pp.138-143.