Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

|

Comportamiento Carga – Desplazamiento en Muros de Mampostería Integral a Escala Reducida con Diferentes Tipos de Confinamiento en los Extremos

Informe de Trabajo de Graduación
para obtener el grado de
Licenciatura en Ingeniería Civil

Preparado por:

Diana Ubico Durán

Abril del 2005

Ubico Durán, Diana

COMPORTAMIENTO CARGA – DESPLAZAMIENTO EN MUROS DE MAMPOSTERÍA INTEGRAL A ESCALA REDUCIDA CON DIFERENTES TIPOS DE CONFINAMIENTOS EN LOS EXTREMOS.

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José, Costa Rica
D. Ubico. D., 2005.
78 páginas, 17 referencias.

RESUMEN

Esta investigación busca hacer un análisis experimental del comportamiento carga – desplazamiento en muros esbeltos de mampostería integral a escala reducida, con diferentes tipos de confinamientos en los extremos, bajo la aplicación de una carga lateral en el plano del muro. Se analizan y comparan los resultados obtenidos para determinar el sistema de confinamiento con mejor desempeño. Los tipos de confinamiento estudiados son el aro circular, el aro cuadrado y el gancho.

Se construyeron seis paredes en escala 1/6, tres de ellas con la máxima cantidad de acero longitudinal permitida por el CSCR – 2002 (Tipo 2), y las otras tres con la mitad de esta cantidad de acero longitudinal (Tipo 1). Para cada tipo de pared se construyó una con confinamiento tipo gancho, otra con confinamiento tipo aro cuadrado y otra con confinamiento tipo aro circular.

De la falla de los muros se obtuvo curvas de carga – desplazamiento, las cuales permitieron obtener los valores de ductilidad para cada pared, además de sus valores de capacidad. Los resultados obtenidos fueron muy similares, y dadas las condiciones establecidas en este proyecto, no se puede afirmar que un confinamiento trabaje mejor que otro.

MUROS DE MAMPOSTERIA INTEGRAL, CONFINAMIENTO, MODELO ESCALA REDUCIDA.

Ing. Alejandro Navas Carro, Msc.
Escuela de Ingeniería Civil.

DEDICATORIA

A Mami, Papi, Karina, Carlos y Kalu,
por ser ustedes mi bastón en los
momentos de debilidad, y
mis cómplices
en los momentos de felicidad.

AGRADECIMENTOS

Le doy infinitas gracias a don Alejandro Navas por su paciencia, guía y orientación a lo largo de estos meses de trabajo; gracias por el tema sugerido y por aceptar ser el director del proyecto. Al Ing. José Luis De Briones, por su generosa y despreocupada ayuda, que le dio forma a este proyecto. Muchísimas gracias a Luis Cordero y Gustavo Badilla, por todas las horas extras de trabajo en que se quedaron ayudándome desinteresadamente. A Karina, Ernesto, Taty, Oscar y Mau, por sacar un ratito para ayudarme en las etapas más laboriosas de la parte experimental. Al Ing. José Elizondo, por los aportes realizados. A los ingenieros Guillermo González, Rafael Mora y Álvaro Poveda, por el interés y las ideas brindadas al proyecto. A todo el personal del LANAMME, en especial a Jorge Mora y Jonatan González por su generosa ayuda. Le agradezco inmensamente a **Dios**, por permitirme concluir una etapa tan importante de mi vida.

TRIBUNAL

Ing. Alejandro Navas, Msc.
Director

Ing. Rafael Mora, Msc.
Asesor

Ing. Álvaro Poveda, Msc.
Asesor

TABLA DE CONTENIDOS

I. INTRODUCCION 1

1.1 GENERALIDADES 2
1.2 ANTECEDENTES 3
1.3 OBJETIVOS 4
1.3.1 Objetivo General 4
1.3.2 Objetivos Específicos 4
1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES 5

II. ANALISIS DE MATERIALES 7

2.1 GENERALIDADES 8
2.2 CEMENTO 8
2.3 AGREGADOS 8
2.3.1 Granulometría 9
2.3.2 Gravedad Específica y Absorción 10
2.4 ACERO DE REFUERZO 10

III. DISEÑOS DE MEZCLA 13

3.1 GENERALIDADES 14
3.2 MICROCONCRETO PARA BLOQUES 14
3.3 MICROCONCRETO PARA CIMIENTOS Y VIGAS 15
3.4 MICROCONCRETO PARA RELLENO DE CELDAS 16
3.5 MORTERO DE PEGA 17

IV. MODELOS ESTRUCTURALES 18

4.1 GENERALIDADES 19
4.2 GEOMETRIA DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES 19
4.3 CONSTRUCCION DE LOS MODELOS 23
4.3.1 Armaduras 23
4.3.2 Bloques 23
4.3.3 Construcción de los muros 24
4.4 APLICACIÓN DE CARGA Y MEDICION DE DEFORMACIONES 28

V. RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANALISIS DE MODOS DE FALLA 30

5.1 GENERALIDADES 31
5.2 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN LOS MODELOS ESTRUCTURALES 31
5.2.1 Resistencia a la compresión de las unidades de mampostería 31
5.2.2 Resistencia a la compresión de la mampostería 32
5.2.3 Resistencia a la compresión del microconcreto de relleno 33
5.2.4 Resistencia a la compresión del mortero de pega 33
5.2.5 Resistencia a la compresión del microconcreto de vigas 34
5.3 CARGAS ÚLTIMAS EN LOS MODELOS ESTRUCTURALES 35
5.4 DESCRIPCION DE LOS MODOS DE FALLA 36
5.4.1 Paredes Tipo 1 37
5.4.2 Paredes Tipo 2 39

5.5 DUCTILIDADES DE LOS MODELOS 43

VI. ANALISIS DE RESULTADOS 46

6.1 GENERALIDADES 47
6.2 COMPONENTES UTILIZADOS EN LOS MODELOS ESTRUCTURALES 47
6.3 CAPACIDAD DE LOS MUROS 48
6.4 DUCTILIDAD DE LOS MUROS 53
6.5 ANALISIS DIMENSIONAL 56

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 57

7.1 CONCLUSIONES 58
7.2 RECOMEDACIONES 59

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 61

ANEXO A. DISEÑO DE LOS MUROS 64

ANEXO B. CURVAS CARGA – DESPLAZAMIENTO DE LOS MUROS 73

LISTA DE TABLAS

TABLA 2.1. GRAVEDAD ESPECÍFICA DEL CEMENTO. ---------- 8
TABLA 2.2. TAMAÑO MÁXIMO DEL GRANO A EMPLEAR PARA LA ARENA DE LAS MEZCLAS DE MICROCONCRETO.---------- 10
TABLA 2.3. GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DEL AGREGADO FINO. ---------- 10
TABLA 2.4. DIÁMETROS DE LOS ALAMBRES UTILIZADOS EN EL MODELO. ---------- 11
TABLA 2.5. PROPIEDADES DEL ALAMBRE GALVANIZADO.---------- 12
TABLA 3.1. DOSIFICACIÓN POR PESO PARA LA FABRICACIÓN DE BLOQUES DE MICROCONCRETO. ---------- 15
TABLA 3.2. DOSIFICACIÓN POR VOLUMEN PARA EL MICROCONCRETO DE RELLENO.---------- 16
TABLA 3.3. DOSIFICACIÓN POR VOLUMEN DEL MORTERO DE PEGA.---------- 17
TABLA 5.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA. ---------- 32
TABLA 5.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA. ---------- 32
TABLA 5.3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PRISMAS DE MICROCONCRETO DE RELLENO. - 33
TABLA 5.4. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL MORTERO DE PEGA. ---------- 34
TABLA 5.5. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL MICROCONCRETO PARA VIGAS.---------- 34
TABLA 5.6. CAPACIDAD ÚLTIMA DE LAS PAREDES TIPO 1.---------- 35
TABLA 5.7. CAPACIDAD ÚLTIMA DE LAS PAREDES TIPO 2.---------- 36
TABLA 5.8. CAPACIDAD ÚLTIMA PROMEDIO DE LOS MODELOS.---------- 36
TABLA 5.9. DUCTILIDADES DE PAREDES TIPO 1. ---------- 44
TABLA 5.10 DUCTILIDADES DE PAREDES TIPO 2. ---------- 44
TABLA 6.1. COMPARACIÓN ENTRE LAS CARGAS TEÓRICAS Y EXPERIMENTALES PARA LAS PAREDES TIPO1. ---------- 52
TABLA 6.2. COMPARACIÓN ENTRE LAS CARGAS TEÓRICAS Y EXPERIMENTALES PARA LAS PAREDES TIPO2. ---------- 52
TABLA 6.3 RESISTENCIAS DE LAS ESTRUCTURAS PROTOTIPOS. ---------- 56

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Curva granulométrica del agregado fino.....9
Figura 4.1. Aro circular.....21
Figura 4.4. Esquema de Paredes Tipo 1. 22
Figura 4.5. Esquema de las Paredes Tipo 2.....22
Figura 4.6. Detalle de la colocación de los aros de confinamiento.....22
Figura 4.7. Encofrado de la viga de fundación 25
Figura 4.8. Colocación de los ganchos en la primera hilada para el muro Tipo1 25
Figura 4.9. Colocación de los aros circulares en la primera hilada para el muro Tipo 1 26
Figura 4.10. Colocación de los aros cuadrados en la primera hilada para el muro Tipo 2.....26
Figura 4.11. Finalización de la colocación de bloques 27
Figura 4.12. Muestra de un muro fallado con el equipo utilizado 29
Figura 5.1. Falla por flexión en muro con confinamiento tipo gancho 37
Figura 5.2. Grieta vertical en extremo del muro sometido a compresión (pared Tipo 1 con gancho) 37
Figura 5.3. Aplastamiento del bloque sometido a compresión para el muro confinado con aros cuadrados 38
Figura 5.4. Predominio de grietas por flexión en pared Tipo 1 con aros cuadrados ..38
Figura 5.5. Grietas en zona sometida a compresión en pared Tipo 1, aros circulares 39
Figura 5.6. Grietas en muro confinado con aros circulares. 39
Figura 5.7. Agrietamiento en la zona de compresión del muro Tipo 2 con ganchos..40
Figura 5.8. Pandeo del acero trabajando en compresión en el muro Tipo 2 con ganchos 40
Figura 5.9. Defecto constructivo en pared Tipo 2 con aros cuadrados 41
Figura 5.10. Grietas formadas en la pared Tipo 2 con aros cuadrados.....41
Figura 5.11. Agrietamiento de zona en compresión del muro Tipo 2 con aros circulares 42
Figura 5.12. Grietas producidas durante el proceso de falla en el muro Tipo 2 con aros circulares 42
Figura 5.13. Curvas carga – desplazamiento de paredes Tipo 1 con confinamiento tipo gancho, ...45
aro cuadrado y aro circular 45
Figura 5.14. Curvas carga – desplazamiento de paredes Tipo 2 con confinamiento tipo gancho, ...45
aro cuadrado y aro circular 45
Figura B.1. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 1 con confinamiento tipo gancho 74
Figura B.2. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 1 con confinamiento tipo aro cuadrado.....74
Figura B.3. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 1 con confinamiento tipo aro circular 75
Figura B.4. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 2 con confinamiento tipo gancho 75
Figura B.5. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 2 con confinamiento tipo aro cuadrado.....76

SIMBOLOGIA

$A =$ Área bajo la curva carga – desplazamiento.

$A_g =$ Área gruesa de la sección.

$A_s =$ Área del acero.

$A_{sh} =$ Área transversal del refuerzo horizontal.

ASTM = American Society for Testing and Materials.

$b_w =$ Ancho del muro.

$c =$ Distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión.

CSCR – 2002 = Código Sísmico de Costa Rica 2002.

$d =$ Distancia desde la fibra extrema en compresión al centro del refuerzo longitudinal a tracción.

%D = Porcentaje de absorción del agregado.

Fig. = Figura.

$f'_m =$ Resistencia a la compresión de la mampostería.

$f_u =$ Esfuerzo último.

$f_r =$ Módulo de ruptura.

$f_y =$ Esfuerzo de fluencia.

G_{bs} = Gravedad específica bruta seca del agregado.

G_{sc} = Gravedad específica del cemento.

H = Altura del muro.

$k_e =$ Rigidez elástica por cortante.

L = Largo del muro.

$l_w =$ Longitud de la pared.

LANAMME = Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales.

$M_{cr} =$ Momento nominal de agrietamiento.

$M_n =$ Momento nominal.

$M_u =$ Momento factorizado.

$P_{falla} =$ Carga de falla.

$P_n =$ Carga axial nominal.

$P_{pico} =$ Carga pico.

$P_y =$ Carga de fluencia.

Ref. = Referencia.

$S =$ Módulo de sección.

$S_h =$ Separación del refuerzo horizontal.

t = Espesor.

w/c = Relación agua – cemento.

Δ_o = Desplazamiento a $0.4P_{pico}$.

Δ_u = Desplazamiento último.

Δ_y = Desplazamiento en punto de fluencia.

$\Phi =$ Factor de reducción de resistencia.

$\Phi_{corrugado}$ = Diámetro del acero corrugado.

Φ_{liso} = Diámetro del acero liso.

γ_w = Peso específico del agua.

$\mu =$ Ductilidad.

I. INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES

Costa Rica es un país de relevantes condiciones sísmicas, a las cuales se debe de tratar de afrontar optimizando los recursos con los que el país cuenta, para el desarrollo de las obras civiles. Ya que el uso de la mampostería en la construcción resulta ser un sistema tan económico y popular, es importante investigar más a fondo las prácticas para mejorar su comportamiento y su uso en la práctica común.

Ahora bien, existe lo que se llama "mampostería integral" que corresponde a muros de mampostería con refuerzo vertical y horizontal embebido en los bloques; y existe la mampostería confinada la cual corresponde a muros de bloques confinados perimetralmente por marcos de concreto reforzado. Sin embargo, en nuestro país lo más común es construir haciendo una combinación de estos dos sistemas, es decir, confinando los muros con el marco de concreto armado y reforzando internamente el muro con acero longitudinal y transversal.

Esta investigación se enfoca en la posibilidad de construir muros esbeltos de mampostería integral (sin el confinamiento del marco de concreto reforzado), utilizando diferentes tipos de confinamiento en los extremos de los muros. Esto con el fin hacer una comparación de los confinamientos propuestos para comprobar si existe una mejoría en el comportamiento estructural de los muros. La idea es llegar a obtener comportamientos más dúctiles donde las estructuras tengan una mayor capacidad de deformación sin una pérdida significativa de resistencia.

La importancia de esta investigación radica en que de obtenerse resultados positivos, se pueden dar recomendaciones para la inclusión de nuevas técnicas constructivas con respecto al uso de la mampostería integral en el país. Además, si los resultados mejoran considerablemente la capacidad de este tipo de mampostería, se puede fomentar entre las empresas constructoras el uso de este tipo de estructuras, las cuales van a permitir ahorros económicos sin el uso de la formaleta. Capacitando correctamente a la mano de obra, ésta puede ser una excelente opción para muchas empresas, y a su vez se asegura la capacidad de las estructuras.

1.2 ANTECEDENTES

En el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME) se ha llevado a cabo diversos estudios relacionados con el tema. Una de las principales referencias es en un proyecto de graduación presentado en agosto del 2003 por la Ing. Rocío Méndez, en el cual se hace un estudio donde se determina experimentalmente el desempeño de prismas de mampostería de concreto con distintos tipos de refuerzo transversal ante una solicitación de carga axial (Ref.10). Por otra parte también existe otro proyecto de graduación de la Universidad Latina de Costa Rica, presentado por el Ing. Roberto Yglesias, donde se hacen pruebas sobre el acero de confinamiento en prismas de mampostería (Ref.16). Los confinamientos utilizados en este proyecto son diferentes a los utilizados por Méndez.

También hay una serie de tres proyectos de graduación de muros estructurales a base de mampostería confinada sometidas a esfuerzos de flexión y cortante, por separado, y luego considerando los dos efectos a la vez (Refs.7, 8 y 9). Además se cuenta con los estudios realizados en cuanto al modelado de mampostería a escala reducida (Refs.5 y 6).

Es importante recalcar que en algunos de los trabajos realizados anteriormente se utilizó como referencia el Código Sísmico de Costa Rica – 1986. De los mencionados en este documento únicamente los estudios de Méndez e Yglesias incluyen el aporte del nuevo CSCR – 2002, lo cual es importante tener en cuenta, pues esta propuesta de proyecto de graduación pretende dar continuidad al estudio iniciado por Méndez (Ref.10).

Ahora bien, Paulay T. y Priestley M.J.N. (Ref.13) proponen el uso de placas como elementos de confinamiento en muros de mampostería en su libro “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”. Proponen un cálculo para el acero necesario que tiene que tener la platina para que confine correctamente.

Por otra parte, estudios realizados en la Universidad de Colorado, bajo la dirección de Dr. Hart, Dr. James Noland y Dr. Robert Englekirk, permitieron desarrollar otro sistema de confinamiento conocido comercialmente como “SEISMIC COMB”. Este sistema es fabricado hoy día por la corporación DUR-O-WALL en los Estados Unidos (Ref. 3).

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Analizar experimentalmente el comportamiento de carga – desplazamiento en muros de mampostería integral a escala reducida, con diferentes tipos de confinamientos, bajo la aplicación de carga lateral en el plano.

1.3.2 Objetivos Específicos

a. Diseñar y construir 2 muros de mampostería integral en escala 1/6 con refuerzo transversal de tipo aro cuadrado, uno de ellos con la máxima cantidad de acero vertical permitido por el CSCR – 2002 (Paredes Tipo 2) y el otro con la mitad de la máxima cantidad de acero vertical permitido (Paredes Tipo 1).

b. Diseñar y construir 2 muros de mampostería integral en escala 1/6 con refuerzo transversal de tipo aro circular, uno de ellos con la máxima cantidad de acero vertical permitido por el CSCR – 2002 (Paredes Tipo 2) y el otro con la mitad de la máxima cantidad de acero vertical permitido (Paredes Tipo 1).

c. Diseñar y construir 2 muros de mampostería integral en escala 1/6 con refuerzo transversal tipo gancho, uno de ellos con la máxima cantidad de acero vertical permitido por el CSCR – 2002 (Paredes Tipo 2) y el otro con la mitad de la máxima cantidad de acero vertical permitido (Paredes Tipo 1).

La razón por la cual se construyen dos tipos de paredes en cada caso es la siguiente: con las paredes Tipo 2 hay una mayor exigencia en los aros de confinamiento a trabajar cuando un lado del muro está sometido a fuerzas de compresión, sin embargo, dadas las condiciones del diseño, en este caso la capacidad por cortante del muro es *ligeramente mayor* que la capacidad por flexión, y lo ideal sería que la capacidad por cortante fuera *mucho mayor* que la capacidad por flexión, para así asegurarse que la falla que se va a dar es por flexión. Por esto es que las paredes Tipo 1 se construyen con menos acero

vertical, donde sí se cumple que la capacidad por cortante es mucho mayor que la capacidad por flexión, a pesar de que las fuerzas de compresión generadas no sean tan altas. Esta situación se analiza ampliamente en el Capítulo 4.

d. Determinar las curvas carga – desplazamiento para cada uno de los casos cuando los muros son sometidos a una carga lateral creciente y son llevados hasta la falla.

e. Comparar los resultados de carga – desplazamiento para los tres casos, obtenidos a partir de este estudio.

f. Determinar el sistema de confinamiento con mejor desempeño ante la solicitación de carga lateral.

g. Determinar la ductilidad de los muros con refuerzo tipo aro cuadrado y tipo aro circular para comparar con los resultados de ductilidad cuando se utiliza el gancho.

1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES

Se utiliza un Modelo Directo, el cual es aquel que tiene similitud geométrica con el prototipo en todos los aspectos, y las cargas se le aplican de la misma manera que al prototipo. Los esfuerzos y deformaciones totales y unitarias en el modelo para la condición de carga son representativos de las que ocurren en el prototipo (Ref.6).

Además, se trabajó con un factor de escala de 1/6, ya que las mesas donde se fallan las paredes no tienen capacidad suficiente si se utiliza una escala mayor, por lo que esta escala resulta la más conveniente.

Se modeló mampostería Clase A según el CSCR-2002, ya que como se pretendió modelar paredes de edificios altos, el código exige esta clase de mampostería para edificaciones de más de tres pisos.

Se construyeron 6 muros de mampostería integral; dos de ellos con refuerzo transversal tipo aro cuadrado, dos con refuerzo tipo aro circular y los otros dos con refuerzo tipo gancho; y para cada par de paredes según el confinamiento, una va con el acero máximo vertical permitido por el CSCR – 2002, y la otra con la mitad de este acero vertical. Se limita el trabajo a la construcción de seis muros nada más dada la limitante del tiempo para un trabajo de graduación.

Además, las estructuras a estudiar son muros que deben fallar por flexión para poder medir el comportamiento de los aros de confinamiento. Por esta razón el diseño de los muros es tal que la capacidad por cortante es mayor que la capacidad por flexión, y se utilizó una relación altura – longitud de 3:1 para definir su geometría. La idea es analizar su comportamiento ante la aplicación de una carga lateral y llevarlos hasta la falla.

El sistema a emplear durante la falla incluye una carga aplicada lateral monotónica creciente, por lo que el estudio no contempla la capacidad de las estructuras ante cargas cíclicas como las inducidas por sismo. También se omite la aplicación de una carga axial al modelo, dadas las complicaciones del montaje del equipo que esto conlleva.

Los muros fueron sometidos a la aplicación de una carga lateral y fueron llevados hasta la falla. Mediante los instrumentos de medición de desplazamientos se obtuvieron los datos para elaborar curvas de carga – deformación para cada una de las paredes. Con esta información se pretende analizar y comparar el comportamiento según el tipo de confinamiento utilizado.

II. ANALISIS DE MATERIALES

2.1 GENERALIDADES

Para realizar los diseños de las diferentes mezclas utilizadas en la construcción de los muros fue necesario realizar diversas pruebas según la ASTM (Ref.2) para determinar las propiedades necesarias de los materiales y así tener un control de las resistencias de las mezclas.

Esto es de bastante importancia ya que se está modelando mampostería clase A, donde las resistencias deben alcanzar valores mínimos según el CSCR-2002.

2.2 CEMENTO

El utilizado fue cemento Pórtland Tipo I MP (modificado con puzolanas) de la marca Holcim, esto por la disponibilidad que brindó el LANAMME. Éste fue almacenado en recipientes debidamente sellados y ubicados en el Laboratorio de Modelos a Escala Reducida, donde no estuvo expuesto a la humedad.

Se determinó la gravedad específica del cemento según ASTM C-188. El resultado fue el siguiente:

Tabla 2.1. Gravedad específica del cemento.

Propiedad	Valor Obtenido
G_{sc}	2.79

2.3 AGREGADOS

Tal como explica Espinoza en su tesis de grado (Ref.5), para el modelaje a escala reducida se utiliza únicamente agregado fino para fabricar el microconcreto. El tamizado

de la arena varía según la escala que se esté utilizando y según el tipo de mezcla, ya sea microconcreto, microconcreto de relleno, o bien, mortero de pega.

La arena utilizada en este trabajo proviene de Guápiles y se encontraba previamente lavada. Se escogió esta por ser un agregado ya estudiado de buen comportamiento, además de seguir con la línea del trabajo realizado por Méndez (Ref.10).

2.3.1 Granulometría

Se realizó la prueba para determinar la granulometría del agregado según la norma ASTM C-136. A continuación se presenta la curva granulométrica obtenida del ensayo, donde es claro que cumple plenamente con las especificaciones.

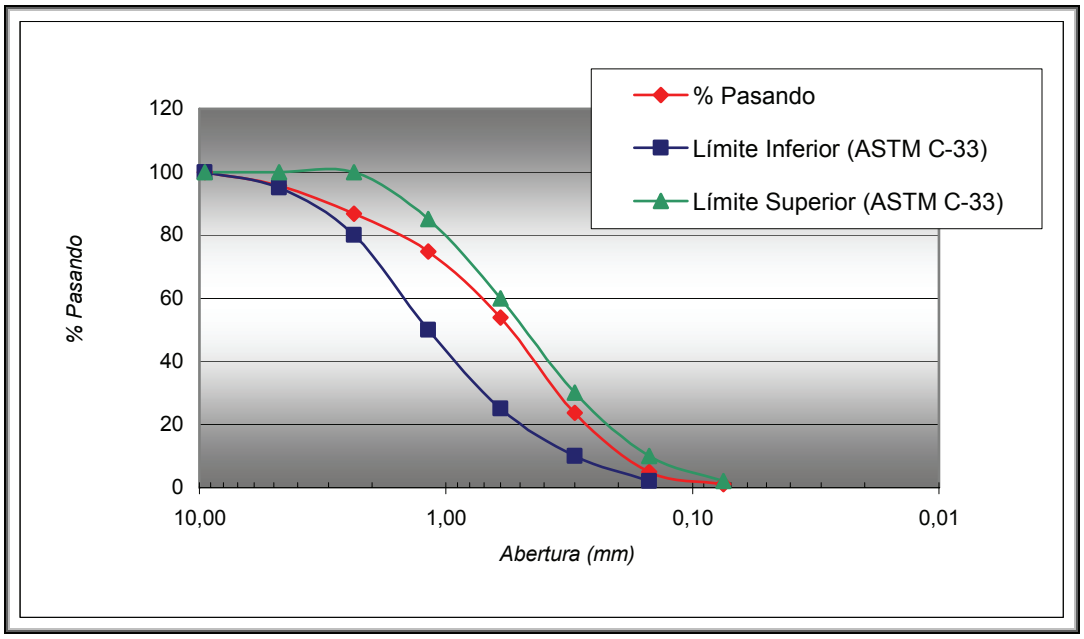

Figura 2.1. Curva granulométrica del agregado fino.

Como se mencionó anteriormente, la arena debe tener un control sobre el tamaño máximo del grano, tal como se expone en la siguiente tabla:

Tabla 2.2. Tamaño máximo del grano a emplear para la arena de las mezclas de microconcreto.

Mezcla	Tamaño del grano (mm)
Bloque	1.18 (pasando malla N_o 16)
Microconcreto de relleno	2.36 (pasando malla N_o 8)
Mortero de pega	0.60 (pasando malla N_o 30)

Fuente: (Ref. 6)

Para la fabricación de los bloques y el microconcreto de relleno se siguió esta especificación; sin embargo, dadas las pruebas de laboratorio para la resistencia del mortero, se debió usar el agregado pasando la malla N_o 16 en vez de la 30, para tener un poco más de gruesos y así poder aumentar la resistencia de éste.

2.3.2 Gravedad Específica y Absorción

Para la determinación de la gravedad específica y la absorción del agregado se procedió según la norma ASTM C-128. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 2.3. Gravedad específica y absorción del agregado fino.

Propiedad	Valor Obtenido
G_{bs}	2.47
Absorción	4.14%

2.4 ACERO DE REFUERZO

Para la modelación del acero de refuerzo de los muros se utilizó alambre galvanizado, ya que se ha demostrado en estudios anteriores que éste simula al acero utilizado comúnmente en la construcción de nuestro país, presentado un comportamiento similar al acero grado 40.

El alambre se vende en diferentes calibres (diferentes diámetros), lo que permite hacer una buena aproximación para modelar los diversos números de varilla. Ahora bien, según Espinoza (Ref.6), al someter a pruebas de esfuerzos de tensión a cada alambre de diferente calibre, se demostró que únicamente el alambre galvanizado #16 y #12, responden a un comportamiento similar a su análogo en varilla a escala real, las cuales son varilla #3 y varilla #5 respectivamente para el factor de escala 1/6. Por esta razón, el diseño de los muros se ve limitado a la utilización de únicamente este acero. Estos presentan curvas de esfuerzo – deformación con una zona inicial elástica y luego una zona de comportamiento inelástico, hasta llegar a la ruptura del material. Las curvas comprueban un comportamiento bastante dúctil.

Además, en el mercado este alambre se vende liso, por lo que debe ser sometido a un proceso de corrugación para que, al igual que la varilla de acero, permita un buen desarrollo de adherencia entre éste y el microconcreto. La corrugación consiste en pasar el acero a través de una máquina con dos ruedas dentadas de acero endurecido, lo cual deja hendiduras en el alambre.

A continuación se muestran los diámetros del alambre para cada calibre.

Tabla 2.4. Diámetros de los alambres utilizados en el modelo.

Varilla Modelada	**N_o Alambre**	**Φ_{liso} (mm)**	**$\Phi_{corrugado}$ (mm)**
#3	16	1.68	1.67
#5	12	2.75	2.73

Para este trabajo se hicieron pruebas de tensión a los dos tipos de alambre, basándose en la norma ASTM A 370-03a. Si bien es cierto, el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último deberían corresponder a los del acero Grado 40 según Espinoza, los valores obtenidos son un poco mayor a los esperados. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.5. Propiedades del alambre galvanizado.

	Esfuerzo de fluencia, f_y (kg/cm^2)	**Esfuerzo último, f_u (kg/cm^2)**
Alambre galvanizado #16	3288	4101
Alambre galvanizado #12	3091	4125

III. DISEÑOS DE MEZCLA

3.1 GENERALIDADES

Como se mencionó anteriormente, se escogió el Modelo Directo para esta investigación. Esto implica que los componentes de la estructura a escala reducida deben cumplir con ciertos requisitos de similitud con la estructura prototipo. Entre estos requisitos está que la resistencia última a compresión de las diferentes mezclas de microconcreto que se utilizan para la construcción de los muros sean iguales a las que se emplean para el prototipo (Ref.6); ya sea el microconcreto de los bloques, el microconcreto de relleno o el mortero de pega.

Por su parte, estas mezclas deben satisfacer los requisitos mínimos que exigen los códigos de diseños, ya sea el Código Sísmico de Costa Rica 2002 o la normativa del American Society for Testing and Materials.

Para el desarrollo de los diseños del microconcreto para bloques y del microconcreto de relleno se debió utilizar la metodología y las gráficas de diseño presentadas por Espinoza (Ref.6). Él establece una serie de ecuaciones para determinar la dosificación por peso para cada mezcla, además de una corrección del porcentaje de agua. Las ecuaciones toman en consideración las características de los materiales a emplear, tales como la gravedad específica bruta seca y la absorción de la arena (G_{bs}, %D), el peso específico del cemento (G_s), el peso del agua (γ_w), entre otros.

3.2 MICROCONCRETO PARA BLOQUES

La mampostería utilizada en el modelo es Clase A, y el Código Sísmico de Costa Rica 2002 la define de la siguiente manera: "*bloques de concreto con resistencia promedio a la compresión medida sobre el área neta a los 28 días de edad no menor de 133 kg/cm^2 y con un mínimo para cada muestra individual de 120 kg/cm^2*".

Para el diseño de mezcla se utilizó inicialmente la metodología y tablas de diseño expuestas por Espinoza (Ref.6) para la obtención de un primer diseño. Sin embargo, las

resistencias a la compresión sobre el área neta obtenidas de este primer intento eran sumamente altas. Esto obligó a hacer múltiples variaciones a este diseño preliminar pues los resultados obtenidos eran muy lejanos a lo que establece el CSCR-2002 y a la realidad de lo que se produce en nuestro país. Estas diferencias se pueden justificar con el hecho de que las gráficas y ecuaciones presentadas en ese trabajo corresponden a otros tipos de materiales utilizados en aquel entonces en que se desarrolló ese informe, por lo que las características modifican mucho la resistencia obtenida.

Sin embargo, después de varias modificaciones se llegó a la siguiente dosificación para emplear en la fabricación de bloques:

Tabla 3.1. Dosificación por peso para la fabricación de bloques de microconcreto.

Cemento	Arena	Relación w/c
1	3.30	0.678

Con esta dosificación se fallaron a compresión varios especimenes a diferentes edades. Los valores de resistencias obtenidos siempre califican como mampostería Clase A. Los resultados se muestran más adelante.

Cabe mencionar que la arena utilizada para este tipo de mezcla fue tamizada por la malla N_o 16 y fue previamente lavada.

3.3 MICROCONCRETO PARA CIMIENTOS Y VIGAS

En el modelo es de suma importancia que el cimiento sea lo suficientemente rígido para evitar que sea éste el que falle en el momento en que se le aplican las cargas.

La arena utilizada en este caso se tamiza únicamente por la malla N_o 4, con el fin de evitar que los granos de mayor tamaño no permitan el paso de la mezcla a través de la armadura (ver detalle en Capítulo 4).

Después de fallar varios cilindros a compresión a los 7 días de edad para determinar la resistencia, se decidió utilizar una dosificación por volumen de 1:2 y con una relación w/c = 0.6.

3.4 MICROCONCRETO PARA RELLENO DE CELDAS

El microconcreto de relleno debe cumplir con ciertas características importantes, tanto de resistencia como de trabajabilidad para que cumpla plenamente su función de integrar el acero y las unidades de mampostería por medio de esfuerzos de adherencia (Ref.14).

Según el CSCR - 2002, para mampostería Clase A, la resistencia mínima que debe alcanzar el concreto de relleno a los 28 días es de 175 kg/cm^2. Con base en este dato se hizo un diseño preliminar para el microconcreto de relleno haciendo uso también de la metodología de Espinoza; sin embargo, a este diseño también se le tuvo que hacer algunas modificaciones.

Se fabricaron y fallaron prismas para medir la resistencia de esta mezcla y los resultados se presentan más adelante.

La dosificación por volumen que se utilizó en este caso fue la siguiente:

Tabla 3.2. Dosificación por volumen para el microconcreto de relleno.

Cemento	Arena	Relación w/c
1	2	0.60

La arena en este caso fue tamizada por la malla N$_o$. 8.

3.5 MORTERO DE PEGA

El mortero de pega debe ser trabajable, tener suficiente consistencia y plasticidad, tanto para cuando se construya a escala natural como a escala reducida. Estas características estuvieron presentes a la hora de elaborar el mortero utilizado en el proyecto.

El CSCR - 2002 establece que para mampostería Clase A se debe utilizar mortero tipo A, y presenta una dosificación de cemento y arena para este tipo de mortero. La dosificación que propone el CSCR - 2002 es de 1 cemento: ¼ cal hidratada: 3 arena en condición húmeda y suelta. Sin embargo, cuando se hicieron ensayos para medir la resistencia con esta dosificación, no se llegó al mínimo que exige la norma ASTM C-270-03 que es de 175 kg/cm^2 a los 28 días.

Para aumentar la resistencia del mortero se decidió hacer dos modificaciones. La primera fue tamizar el agregado por una malla mayor, la N$_o$. 16, para que de esta forma el material tuviera granos que redujeran la demanda de agua; la segunda fue cambiar la dosificación y usar 2 de arena en vez de 3. Además, cabe señalar que no se hizo uso de cal hidratada en la mezcla.

Entonces, la dosificación final fue la siguiente:

Tabla 3.3. Dosificación por volumen del mortero de pega.

Cemento	Arena (húmeda y suelta)
1	2

Se utilizó una relación de w/c = 0.68, la cual aseguró la trabajabilidad y consistencia de la mezcla.

A esta nueva dosificación se le volvió a practicar la prueba ASTM C 109 y cumplió plenamente con los requisitos de flujo y resistencia. Los resultados obtenidos se presentan en el Capítulo 5.

IV. MODELOS ESTRUCTURALES

4.1 GENERALIDADES

Un modelo estructural es *cualquier elemento estructural o conglomerado de elementos construidos a escala reducida, al cual se el aplican cargas y se pueden utilizar las leyes de similitud para interpretar los resultados* (Ref.5).

En este trabajo experimental se escogió un factor de escala reducida de 1/6, debido a que resulta mucho más fácil la elaboración de los componentes de los muros así como la construcción de éstos. También influyó en esta decisión el hecho de que las mesas donde se fallan los modelos tiene un límite de capacidad, por lo que utilizar una escala mayor sobrepasaba la máxima capacidad de éstas.

4.2 GEOMETRIA DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

La presente investigación pretende hacer una comparación entre el comportamiento de tres diferentes tipos de confinamiento para mampostería integral. Este confinamiento es colocado en los extremos de los muros. Con el fin de analizar cómo se comportan éstos, es que se busca que la falla que se dé en las paredes sea por flexión. Ahora bien, para que en un muro domine éste tipo de falla se debe tener una relación de H/L = 4 cómo mínimo (Ref.11), donde H es la altura del muro y L es el largo del muro. Dada esta limitante, se analizaron varias opciones de geometría de los muros, entre ellas la posibilidad de construir los muros con una relación H/L = 3 pero reforzando el muro de manera tal que la capacidad por cortante sea mucho mayor que la capacidad por flexión. De esta forma se “obliga” al muro al tipo de falla buscado. Luego de analizar varios casos ésta fue la opción más viable para la construcción de los modelos.

Entonces la geometría de los muros quedó definida de la siguiente manera: éstos miden 82.17 cm de altura, 27.5 cm de largo y 3.33 cm de espesor en escala reducida, medidas que corresponden a un tamaño natural de 493 cm de altura, 165 cm de largo y 20 cm de espesor, cumpliéndose una relación de H/L = 3.

Para determinar el refuerzo de las paredes se utilizaron las ecuaciones de capacidad para muros rectangulares que se establecen en el Capítulo 9 de Requisitos para Mampostería Estructural del CSCR-2002 (Ecuaciones 9-15 a 9-19, 9-27 a 9-30, A-12 y A-13). Se definieron dos tipos de paredes según la cantidad de refuerzo con que se construyeron. El primer tipo (**Tipo 1**) lleva como refuerzo horizontal una varilla N_o. 3 cada 20 cm (cada 3.33 cm en escala reducida) y como refuerzo vertical una varilla N_o. 5 cada 20 cm (cada 3.33 cm en escala reducida); el segundo tipo de muro (**Tipo 2**) lleva una varilla N_o. 3 cada 20 cm (cada 3.33 cm en escala 1/6) horizontalmente y 2 varillas N_o. 5 cada 20 cm (cada 3.33 cm en escala 1/6) verticalmente. En ambos casos la capacidad por cortante es mayor que la capacidad por flexión, aunque obviamente esta condición queda más asegurada para los muros Tipo 1. Como propone el CSCR – 2002, en todos los casos la mampostería el completamente rellena.

Todos los muros son construidos sobre una viga de fundación diseñada con dimensiones tales que facilite el proceso de colocación de bloques. La sección de la viga prototipo es de 36 cm x 60 cm, lo que equivale a escala reducida a una sección de 6 cm por 10 cm. La resistencia de la mezcla microconcreto utilizado para esta estructura es de 210 kg/cm^2, aunque en el momento de la construcción se utilizó un superplastificante para reducir la relación w/c y poder alcanzar una resistencia mayor. Además, esta cimentación va reforzada longitudinalmente con 10 varillas N_o. 5 y se confina con aros de varilla N_o. 3 cada 10 cm para el prototipo (cada 1.67 cm en escala reducida). Es importante que esta estructura sea lo suficientemente rígida para que no sea ésta la que falle a la hora de la aplicación de las cargas.

Por otra parte la viga corona de los muros tiene una sección de menor tamaño. Esta tiene una sección de 20 cm x 40 cm para el prototipo (3.33 cm x 6.67 cm para la escala 1/6). La resistencia del microconcreto también es de 210 kg/cm^2, y va reforzada con 4 varillas N_o. 5 en forma longitudinal y con aros N_o. 3 cada 20 cm para el prototipo (cada 3.33 cm en escala reducida).

Con respecto al confinamiento se modelan tres tipos diferentes. El primer tipo es el gancho, el segundo tipo es el aro cuadrado y el tercer tipo es el aro circular.

Figura 4.1. Aro circular.

Figura 4.2. Aro cuadrado.

Figura 4.3. Gancho.

Se construyó un muro Tipo 1 con cada tipo de gancho y un muro Tipo 2 con cada tipo de gancho, para un total de 6 paredes. Es decir, hay un muro Tipo 1 confinado con gancho, otro con aro cuadrado y otro con aro circular; y se construyó un muro Tipo 2 confinando con gancho, otro con aro cuadrado y otro con aro circular.

Se escogieron estos tres tipos de confinamiento según las recomendaciones expuestas por Méndez en su tesis de grado (Ref.10), con el fin de dar continuidad al trabajo iniciado por ella.

El detalle de los aros de confinamiento es de la siguiente manera. El aro circular se hace de manera tal que alcance la mitad del espesor del bloque y así pueda confinar la varilla, el concreto de relleno, el mortero y el bloque. Éste debe tener un traslape de media circunferencia. El aro cuadrado también tiene dimensiones tales que alcance la mitad del espesor del bloque, y su traslape debe ser de medio perímetro. El gancho únicamente amarra dos varillas, y su doblez debe ser de 180º. Además, su extensión es de 1.2cm y su diámetro de doblez es de 0.80cm, los cuales cumplen los requisitos mínimos para refuerzo según el CSCR – 2002 en su sección 9.4.3.c y 9.4.3.d. Estos detalles se pueden ver claramente en las Figuras 4.1, 4.2, 4.3 y 4.6.

Además, se siguen las recomendaciones expuestas la sección 9.7.8 del CSCR-2002 para determinar la zona de confinamiento del muro. Esta zona se expone claramente en las Figuras 4.4 y 4.5 donde se detallan los modelos.

También cabe hacer la aclaración de que estos aros de confinamiento fueron colocados en la sisa del paño de mampostería, y no dentro del bloque.

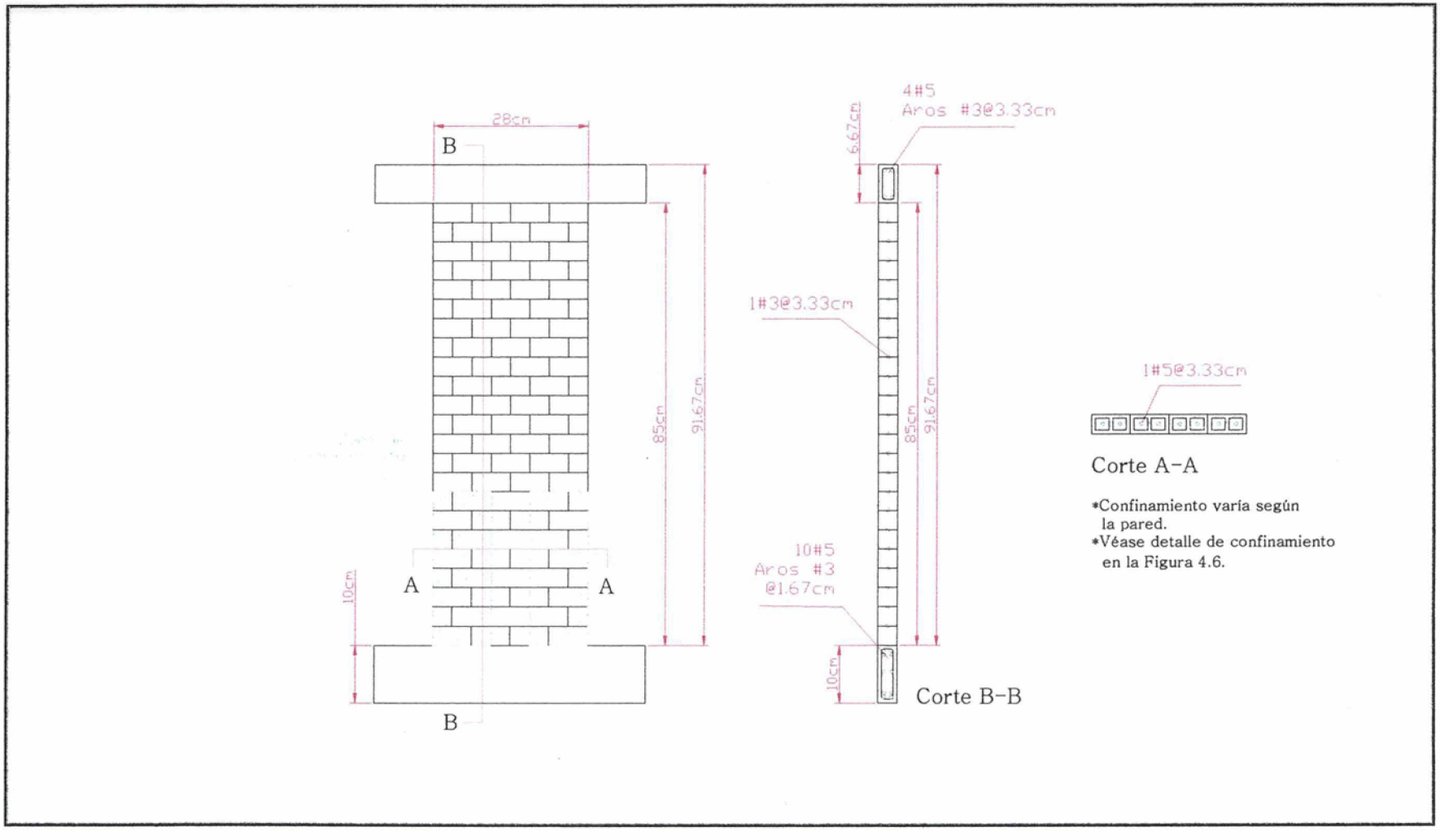

Figura 4.4. Esquema de Paredes Tipo 1.

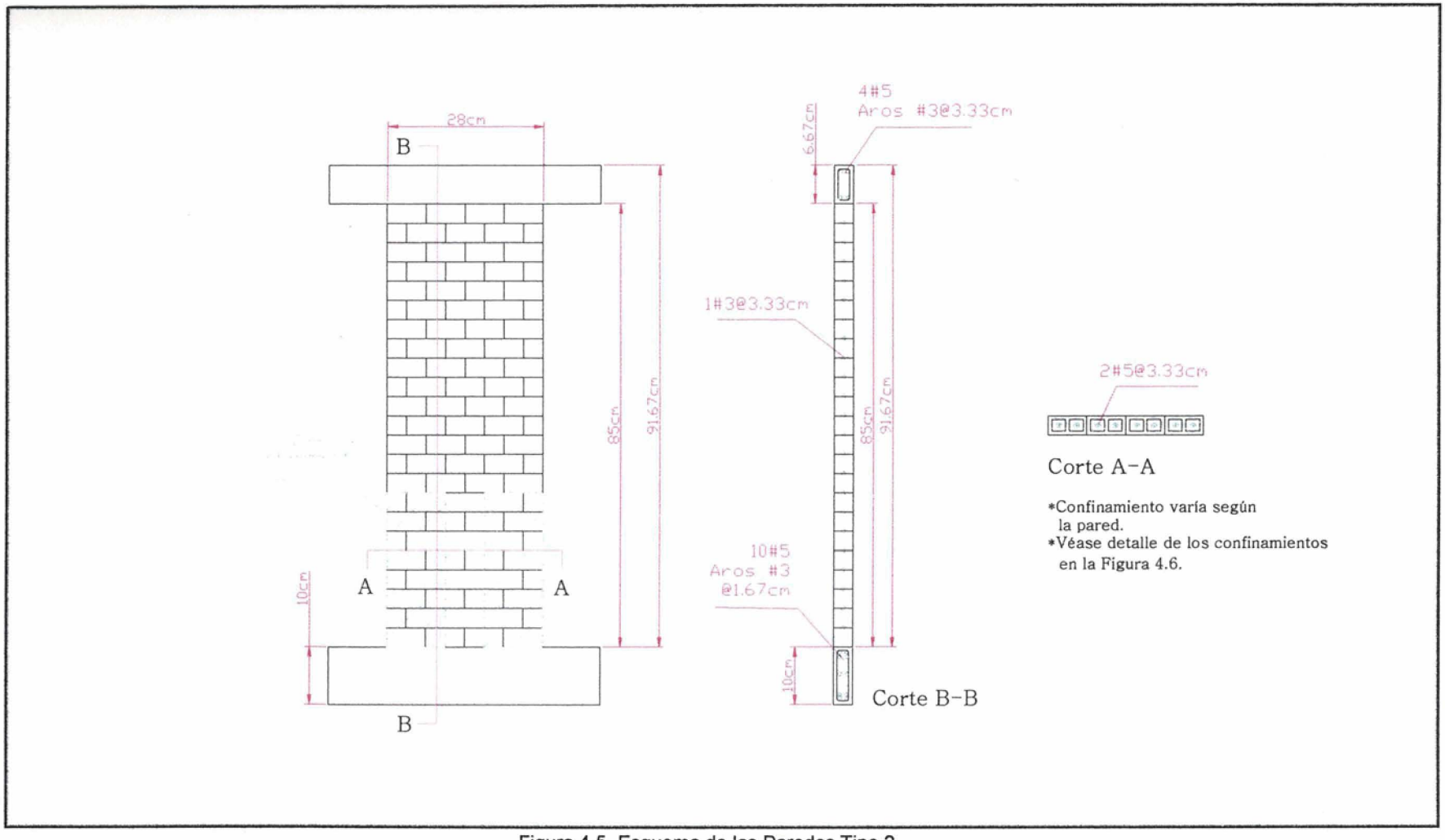

Figura 4.5. Esquema de las Paredes Tipo 2.

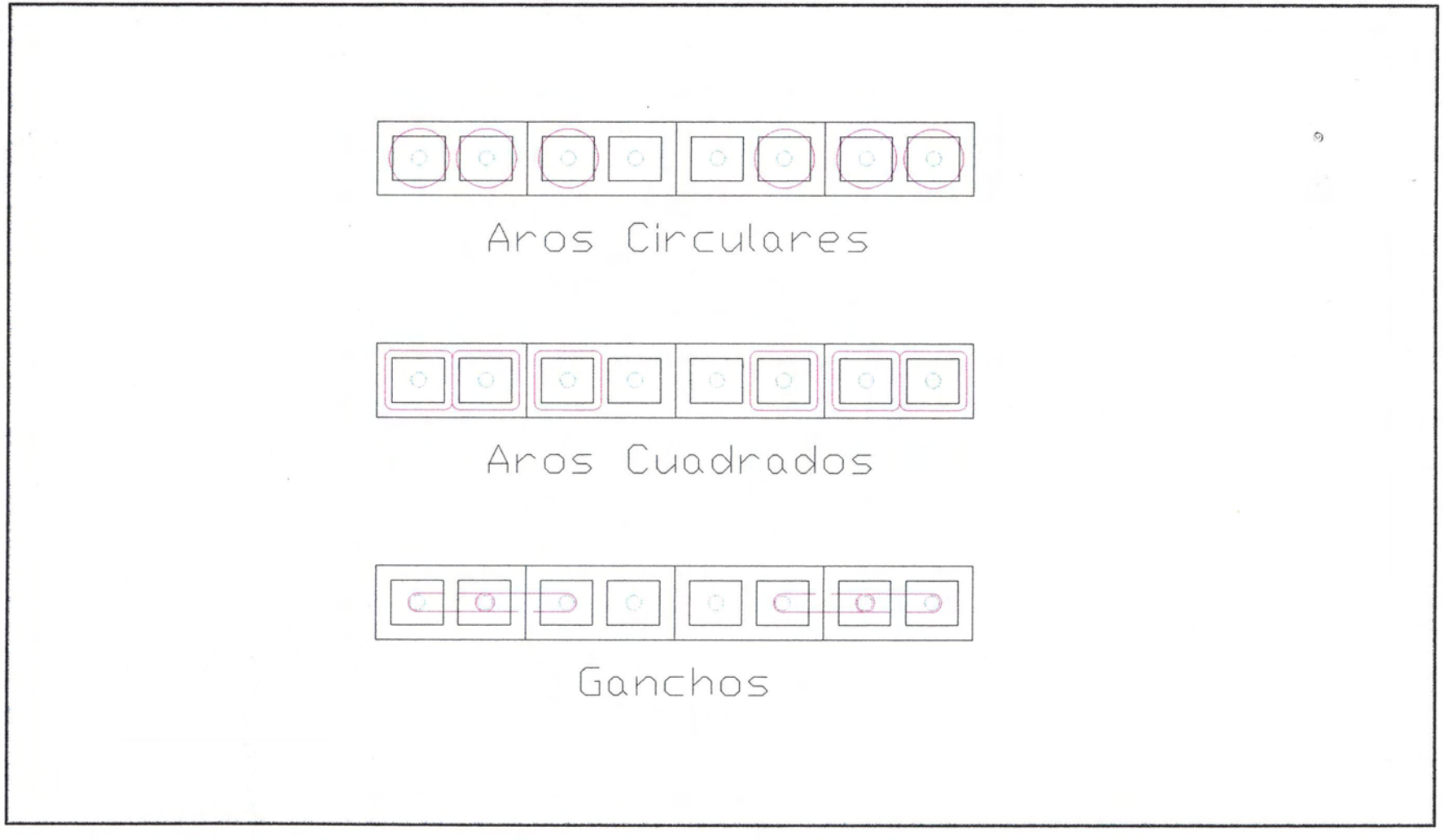

Figura 4.6. Detalle de la colocación de los aros de confinamiento.

4.3 CONSTRUCCION DE LOS MODELOS

4.3.1 Armaduras

Todo el acero utilizado en la construcción de los muros corresponde a varilla N_o. 3 y varilla N_o. 5 que se modela con alambre galvanizado N_o. 16 y N_o. 12 respectivamente, tal como se explicó en el Capítulo II. Todo el alambre debe ser pasado por la máquina corrugadora.

Una vez el acero corrugado se procedió a fabricar las armaduras tal como se propone en el diseño. Se utilizó alambre de cobre para sustituir al alambre negro que es lo que se usa para el amarre. El calibre de este alambre se escogió de manera tal que fuera lo suficientemente trabajable para amarrar pero a su vez lo suficientemente fuerte para mantener la estructura con forma.

4.3.2 Bloques

Este trabajo modela bloques de concreto de 20x20x40 cm en escala real, lo que equivale en la escala 1/6 a bloques de 3.33x3.33x6.67 cm. Para efectos de su fabricación en el laboratorio se usan moldes de acrílico con el fin de que este material no absorba agua de la mezcla de microconcreto.

La mezcla se prepara según la dosificación propuesta anteriormente para el microconcreto de bloques. Es necesario que la mezcla sea lo suficientemente seca para que en el momento de desmoldar el bloque éste no se deforme. Luego se sigue la secuencia de los siguientes pasos:

1. Colocar la mezcla en el molde hasta el primer tercio de éste.
2. Compactar la mezcla con un mazo de acrílico presionando cuatro veces el área transversal (asegurar una buena compactación en las esquinas).
3. Repetir los puntos anteriores para el segundo tercio.
4. Colocar mezcla de microconcreto en el último tercio del molde compactando dos veces el área transversal.

5. Rellenar por última vez el molde, se compacta y alisa la superficie con una espátula.
6. Separar la base con los centros del molde con la mezcla compactada.
7. Separar la mezcla compactada con la forma del bloque de la cubierta del molde de acrílico, haciendo uso de la placa de acrílico.
8. Colocar los bloques recién salidos en una bandeja y dejarlos expuestos al aire libre por 24 horas.
9. Curar los bloques sumergiéndolos en agua durante 28 días.

4.3.3 Construcción de los muros

Para la construcción de los muros de mampostería a estudiar se siguió el siguiente procedimiento:

1. Fabricación de las armaduras para las vigas de fundación y vigas coronas.
2. Preparación de la formaleta para las vigas.
3. Se chorrean las cimentaciones y se les da la cura necesaria.
4. Se inicia la pega de bloques del paño de mampostería.
5. Encofrado y chorrea de las vigas coronas.
6. Curado de los muros en la cámara húmeda.
7. Aplicación de sellador blanco para paredes.
8. Montaje del equipo e instrumentos en la mesa de carga.

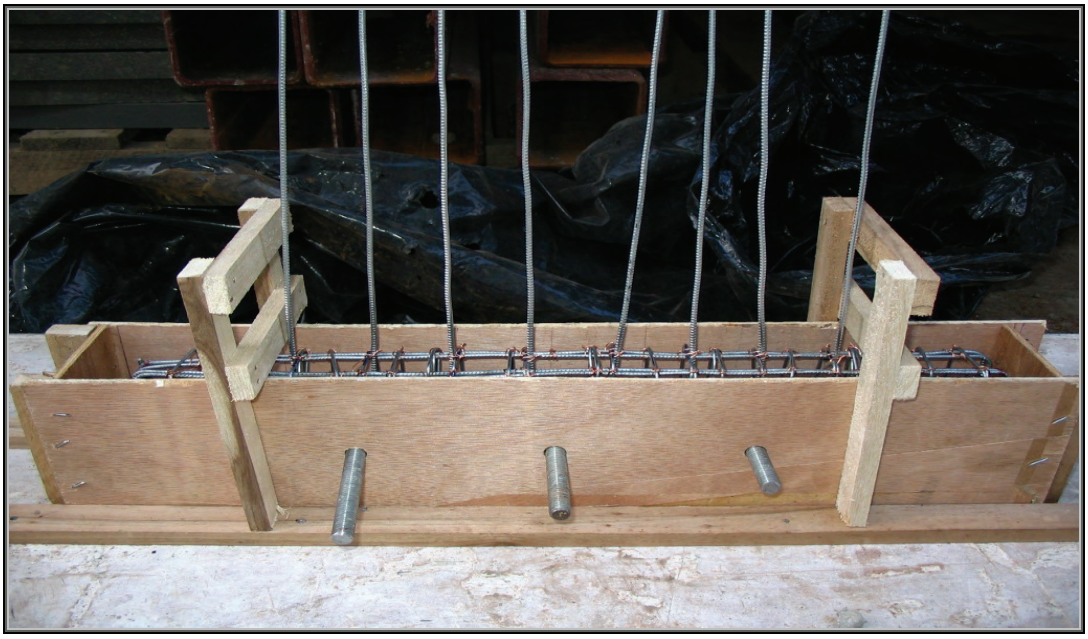

Figura 4.7. Encofrado de la viga de fundación.

Figura 4.8. Colocación de los ganchos en la primera hilada para el muro Tipo1.

Figura 4.9. Colocación de los aros circulares en la primera hilada para el muro Tipo 1.

Figura 4.10. Colocación de los aros cuadrados en la primera hilada para el muro Tipo 2.

Figura 4.11. Finalización de la colocación de bloques.

4.4 APLICACIÓN DE CARGA Y MEDICION DE DEFORMACIONES

El proceso de falla de los muros es relativamente sencillo en comparación con una falla a escala natural. Se utilizan las mesas del laboratorio a escala reducida para montar en éstas las estructuras y anclarlas por medio de angulares fijados en la viga de fundación de las paredes. Es sumamente importante que este anclaje sea lo suficientemente rígido para que a la hora de aplicar la carga, la viga de fundación no tenga movimiento alguno y así evitar la rotación de cuerpo rígido del elemento. En este caso en particular, además de fijar la cimentación con los angulares, también se utilizó una placa en un extremo de la viga para fijarla a la mesa y así evitar su levantamiento durante la falla.

Para todos los casos, a las estructuras se les aplica una carga lateral monotónica creciente en la viga corona, en el sentido del plano del muro. Esto se logra por medio de una celda de carga. La carga va aplicada en el centro de la viga, y a ésta se le pega una placa de metal para que distribuya los esfuerzos.

Inicialmente, se carga la pared con una fuerza de aproximadamente el 10% de la carga máxima de capacidad, y luego se descarga completamente. Luego se empieza a cargar otra vez hasta llevarla a la falla. Esto permite una especie de “acomodo” de la pared y se realizó como recomendación de la norma ASTM E 2126-02a.

Dado que estos muros tienden a ser esbeltos, la posibilidad de que tendieran a pandearse durante la aplicación de carga estaba presente. Por esta razón se ajustaron unas piezas especiales a ambos lados del muro en su sentido perpendicular, para que impidieran que esto sucediera. Estas piezas limitan la torsión del muro pero permiten libremente su desplazamiento en el sentido de la aplicación de carga.

La medición de desplazamientos se tomó por medio de 3 relojes. Uno de ellos colocado en la viga corona en el sentido del plano del muro, al otro extremo donde se aplica la carga. Otro colocado en la cimentación, en el sentido del plano con el fin de saber si la cimentación se desplaza, y si así sucediera, entonces restarle este desplazamiento al desplazamiento tomado por el reloj de la viga corona para así tener un valor real. Por último se colocó un reloj en la viga de fundación en sentido vertical justo debajo de la celda de carga; esto con el fin de saber si la cimentación se levanta.

Figura 4.12. Muestra de un muro fallado con el equipo utilizado.

V. RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANALISIS DE MODOS DE FALLA

5.1 GENERALIDADES

Para cada uno de los elementos que conforman las paredes se sacaron muestras que se sometieron al proceso de falla para medir su resistencia a la compresión, y así llevar un control sobre la calidad de éstos. En este capítulo se resumen los resultados obtenidos de estos ensayos realizados a lo largo de todo el proceso experimental.

Más importante aún, se presentan los resultados obtenidos del proceso de falla de los modelos estructurales. Se muestran las curvas de carga – desplazamiento, obtenidas para cada muro, así como las cargas últimas alcanzadas por éstos. Además se detallan los modos de falla que prevalecieron durante el proceso de falla.

5.2 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN LOS MODELOS ESTRUCTURALES

5.2.1 Resistencia a la compresión de las unidades de mampostería

A lo largo de todo el proceso de fabricación de los bloques se fallaron en diferentes etapas varios especimenes para asegurar que la resistencia estuviera cumpliendo con los requisitos que exige el CSCR-2002 para mampostería Clase A. Las pruebas se realizaron siempre en la Máquina Universal.

Al principio se fallaron los bloques a una edad de 7 días y luego se hacía la proyección para los 28 días. Sin embargo, más adelante se decidió fallar bloques con una edad de 2 meses, lo que verificó que la resistencia era aún más alta a la proyectada en las primeras pruebas. Estos resultados tienen mayor validez dado que a la hora de la falla de las paredes, los bloques tenían edades de varios meses.

A continuación se presentan los resultados de estos ensayos.

Tabla 5.1. Resistencia a la compresión de las unidades de mampostería.

Bloque	**Resistencia a la compresión sobre el área neta (kg/cm^2)**	**Resistencia a la compresión sobre el área bruta (kg/cm^2)**
N$_o$.1	139	75
N$_o$.2	175	95
N$_o$.3	159	86
N$_o$.4	175	95
Promedio	*162*	*88*

5.2.2 Resistencia a la compresión de la mampostería

Para medir la resistencia a la compresión de la mampostería se siguió lo estipulado por la norma ASTM C 1314, tal como se exige en el CSCR – 2002. Se construyeron prismas con los bloques y mezclas de microconcreto de relleno y mortero de pega utilizados en la construcción de los muros.

Como estos prismas fueron construidos por dos bloques nada más, entonces no hace falta hacer corrección por altura para los datos obtenidos de estos ensayos. Además, dado que los muros son de mampostería completamente rellena, entonces los prismas que se fabricaron también eran rellenos.

A continuación se presentan los resultados que se obtuvieron al fallar las muestras.

Tabla 5.2. Resistencia a la compresión de la mampostería.

Prisma	**Resistencia a la compresión sobre el área bruta f'_m (kg/cm^2)**
N$_o$.1	129
N$_o$.2	153
N$_o$.3	183
N$_o$.4	133
Promedio	*150*

5.2.3 Resistencia a la compresión del microconcreto de relleno

Se realizaron ensayos para medir la resistencia a la compresión del microconcreto de relleno según la norma ASTM C 1019-02. En esta se establece que se deben hacer prismas de microconcreto usando como moldes de los especimenes, los mismos bloques que se utilizan para la construcción de los muros. Además, se fabricaron de manera que tuvieran una relación h/t =2 (prismas de 3.33cm de altura por 1.67cm de ancho).

El microconcreto de relleno debe alcanzar como mínimo una resistencia de 175 kg/cm^2 a los 28 días para mampostería clase A, según el CSCR-2002. Dados los resultados obtenidos de esta prueba, es claro que esta condición se cumple.

Tabla 5.3. Resistencia a la compresión de prismas de microconcreto de relleno.

Prisma	**Resistencia del microconcreto de relleno (kg/cm^2)**
N$_o$.1	225
N$_o$.2	299
N$_o$.3	201
N$_o$.4	268
N$_o$.5	268
N$_o$.6	255
Promedio	*253*

5.2.4 Resistencia a la compresión del mortero de pega

La norma ASTM C 270-03 especifica como se deben fabricar y fallar los especimenes para medir la resistencia a la compresión del mortero de pega. En este caso se realizaron 6 cubos de 5cm de lado los cuales se fallaron en la máquina universal.

Si bien es cierto el CSCR-2002 no especifica una resistencia mínima que debe alcanzar esta mezcla, la norma ASTM sí lo hace, definiendo como un mínimo 175 kg/cm^2 a los 28 días.

Tabla 5.4. Resistencia a la compresión del mortero de pega.

Cubo	**Resistencia del mortero de pega (kg/cm^2)**
N_o.1	169
N_o.2	172
N_o.3	177
N_o.4	174
N_o.5	159
N_o.6	172
Promedio	*171*

5.2.5 Resistencia a la compresión del microconcreto de vigas

Para determinar la resistencia del microconcreto de las vigas de fundación y las vigas coronas, se fabricaron cilindros de microconcreto con dimensiones de 5cm de diámetro por 10cm de altura. Los resultados fueron los siguientes:

Tabla 5.5. Resistencia a la compresión del microconcreto para vigas.

Cilindro	**Resistencia del microconcreto para vigas (kg/cm^2)**
N_o.1	209
N_o.2	208
N_o.3	211
Promedio	*209*

5.3 CARGAS ÚLTIMAS EN LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Tal como se especifica en el Capítulo 9 del CSCR-2002, la mampostería debe ser diseñada por el método de resistencia, lo cual implica que las estructuras deben ser capaces de resistir aquellas cargas a las que se supone que van a estar sometidas. Ahora bien, en el diseño de estos muros se estableció la cantidad de refuerzo de manera conveniente, buscando una falla por flexión, para que así se pudiera analizar y comparar el efecto del confinamiento de cada uno de los tres tipos estudiados. Es de esperarse que la capacidad de las paredes sea mayor que el valor calculado en el diseño.

Durante el proceso de falla, conforme se va cargando el muro, se van tomando las mediciones de carga por medio de una unidad lectora de datos. La carga última es tomada según lo registrado por este equipo. Luego este valor de fuerza es multiplicado por la distancia vertical desde la base del muro hasta el punto de aplicación de la fuerza, para que de esta forma se obtenga el momento último de la pared.

Las Tablas 5.6, 5.7 y 5.8 muestran los resultados obtenidos para cada una de las paredes estudiadas.

Tabla 5.6. Capacidad última de las paredes Tipo 1.

Modelo	**Carga Aplicada (kg)**	**Altura de aplicación de carga (cm)**	**Momento Último (kg-cm)**
Muro 1 (gancho)	300	91	27300
Muro 2 (aro cuadrado)	271	94	25474
Muro 3 (aro circular)	300	91	27300

Tabla 5.7. Capacidad última de las paredes Tipo 2.

Modelo	Carga Aplicada (kg)	Altura de aplicación de carga (cm)	Momento Último (kg-cm)
Muro 4 (gancho)	512	88	45056
Muro 5 (aro cuadrado)*	269	97	26093
Muro 6 (aro circular)	500	91	45500

*Los resultados de este muro se eliminan del análisis por no ser comparativos, ya que la falla se dio por un defecto constructivo. Este consistió en que cuando se coló el concreto de la viga de fundación, la varilla vertical de uno de los extremos no quedó bien alineada con el espacio del bloque, por lo que se le hizo un doblez a este acero para que calzara con el espacio del bloque. A la hora de montar la pared para la falla, este extremo quedó en el lado que se iba a generar la tensión, entonces cuando se empieza a cargar el muro la varilla tiende a alinearse y rompe el bloque en la primera hilada.

Tabla 5.8. Capacidad última promedio de los modelos.

Modelo	Momento Último Promedio (kg-cm)
Paredes Tipo 1	26691
Paredes Tipo 2	45278

5.4 DESCRIPCION DE LOS MODOS DE FALLA

Tal como se explica en la sección 4.2 de este documento, la geometría definida y el refuerzo de los muros se establecieron de manera tal que prevaleciera el modo de falla a flexión en los modelos, para que de esta forma se obligara a que los sistemas confinantes trabajen cuando un extremo del muro se ve sometido a compresión. En las paredes Tipo 1 es más sencillo lograr este efecto ya que la capacidad por cortante es mucho mayor que la capacidad por flexión; sin embargo, en las paredes Tipo 2, a pesar de que también la capacidad por cortante es mayor que la de flexión, la diferencia es muy poca, lo cual puede inducir más fácilmente a grietas por cortante.

A continuación se hace una descripción según el tipo de pared.

5.4.1 Paredes Tipo 1

El muro con confinamiento tipo gancho tuvo un modo de falla claro de flexión. Se formaron grietas horizontales en las sisas y la mayoría se ubicaron en la zona de formación de rótulas plásticas del muro. Se formó una grieta importante en la base del muro. En el extremo del muro que está a compresión se forma una grieta vertical en el bloque de la primera hilada, alrededor de los 290 kg, producto de la fuerza a compresión que está soportando (ver Fig. 5.2).

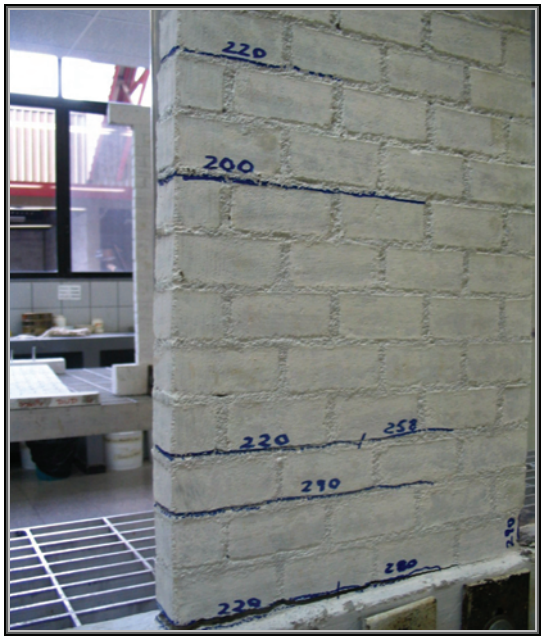

Figura 5.1. Falla por flexión en muro con confinamiento tipo gancho.

Figura 5.2. Grieta vertical en extremo del muro sometido a compresión (pared Tipo 1 con gancho).

Por flexión también falló la pared con confinamiento del tipo aro cuadrado. Ésta estructura tuvo bastante daño antes de llegar al punto de falla. Las grietas que prevalecieron fueron horizontales en las sisas, sobre todo en las primeras 8 hiladas (ver Fig. 5.4). Aún así, hubo un intento de formación de un par de grietas por cortante cuando la carga estaba a punto de llegar a la falla. En este caso también, el bloque extremo de la primera hilada de la zona en compresión sufrió daños, fallando éste por aplastamiento.

Figura 5.3. Aplastamiento del bloque sometido a compresión para el muro confinado con aros cuadrados.

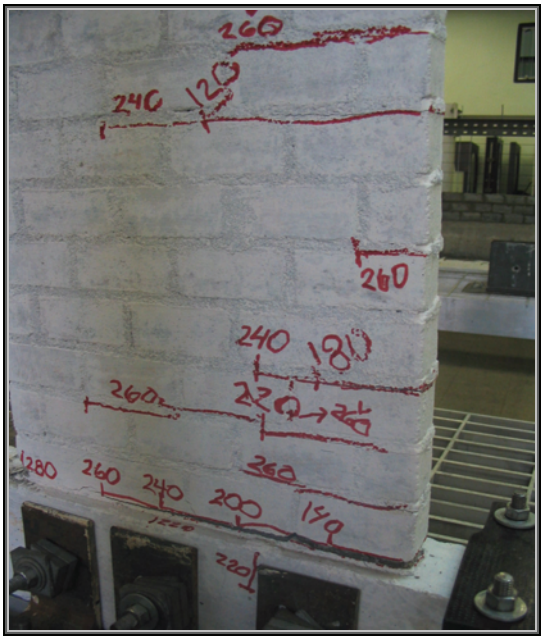

Figura 5.4. Predominio de grietas por flexión en pared Tipo 1 con aros cuadrados.

En el muro con confinamiento tipo aro circular, la mayoría de las grietas se dan en las sisas horizontalmente, como se esperaba; sin embargo, en este caso sí se notan algunas grietas en forma de “escalera” típicas de una falla por cortante. En este caso, en el extremo del muro a compresión se forman grietas debidas al aplastamiento que se genera en este punto, y a unos valores de carga llegando al punto de falla. A pesar de que estas grietas son muy evidentes, el bloque no colapsa como en los casos anteriores (ver Figs. 5.5 y 5.6).

Figura 5.5. Grietas en zona sometida a compresión en pared Tipo 1, aros circulares.

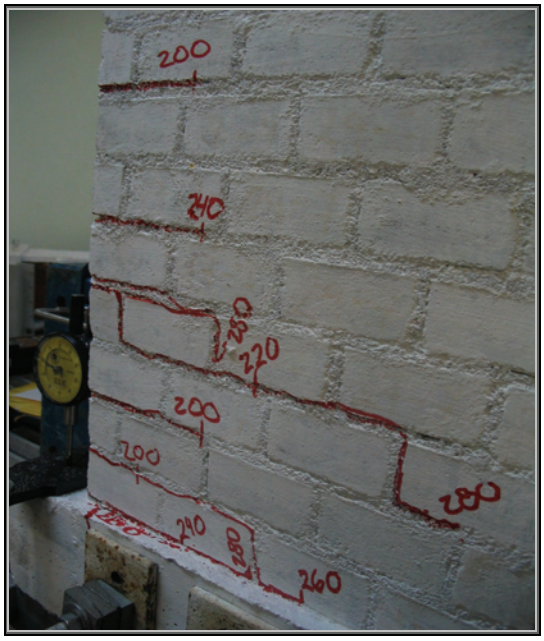

Figura 5.6. Grietas en muro confinado con aros circulares.

5.4.2 Paredes Tipo 2

El primero de los muros fallados de este tipo fue el confinado con ganchos. La pared sufre bastante agrietamiento en un modo de falla de flexión. La zona a compresión se ve más esforzada en este tipo de pared. En esta zona sufren agrietamiento severo los bloques del extremo en las tres primeras hiladas (ver Fig. 5.7), no sólo el la primera hilada como sucedió en las paredes Tipo 1. En este caso el acero trabajando a compresión sufre pandeo (ver Fig. 5.8) y el acero trabajando a tracción fluye y falla.

Figura 5.7. Agrietamiento en la zona de compresión del muro Tipo 2 con ganchos.

Figura 5.8. Pandeo del acero trabajando en compresión en el muro Tipo 2 con ganchos.

El muro Tipo 2 confinado con aros cuadrados tuvo una falla diferente debido a que se produjo por un defecto constructivo. El defecto consistió en que cuando se coló la viga de fundación de este muro, el acero longitudinal en uno de los extremos no quedó alineado con el acomodo de los bloques, y a la hora de colocar la primera hilada torcieron la varilla para que ajustara a la formación de bloques. Esto conduce a que el acero no trabaje adecuadamente cuando se enfrenta a una solicitación de carga. En la falla de este muro se produce una gran grieta por cortante y otras pequeñas por flexión, sin embargo, la pared no llega a soportar cargas suficientemente altas como para poder notar el efecto del confinamiento en la zona a compresión.

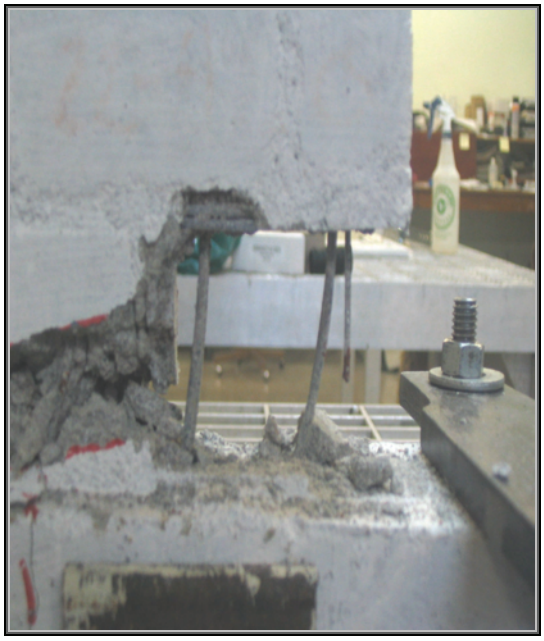

Figura 5.9. Defecto constructivo en pared Tipo 2 con aros cuadrados.

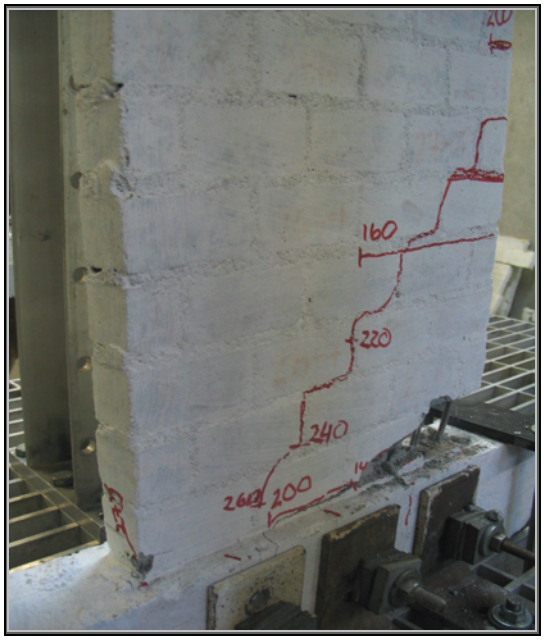

Figura 5.10. Grietas formadas en la pared Tipo 2 con aros cuadrados.

En el muro con confinamiento de aro circular se generaron tanto, grietas por flexión como por cortante. En la Figura 5.11 se pueden ver claramente estas fallas. Cabe mencionar que la zona en compresión sufre daños importantes, pero no tan dramáticos como sucedió en la misma zona en el muro Tipo 2 con ganchos. Son los bloques extremos de las primeras dos hiladas los que se ven más afectados.

Figura 5.11. Agrietamiento de zona en compresión del muro Tipo 2 con aros circulares.

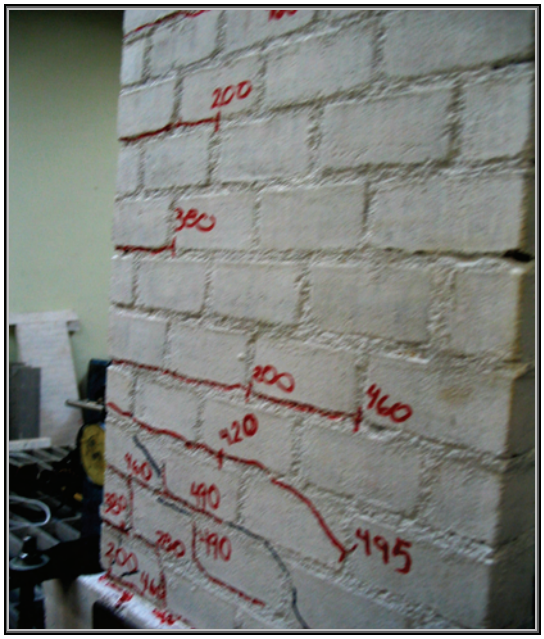

Figura 5.12. Grietas producidas durante el proceso de falla en el muro Tipo 2 con aros circulares.

5.5 DUCTILIDADES DE LOS MODELOS

La ductilidad de una estructura se define como la razón del desplazamiento último Δ_u y el desplazamiento en el punto de fluencia Δ_y (Ref.4). En el presente estudio, se determinaron las ductilidades de cada uno de los muros. Para esto se utilizó como referencia la norma ASTM E 2126-02a (Ref.2), la cual describe un procedimiento para obtener una curva equivalente a aquella generada con los datos experimentales. A continuación se hace una breve descripción de estos pasos tomando como base la curva generada experimentalmente:

1. Definir la carga pico del gráfico, P_{pico}.
2. Calcular la carga de falla como $0.8P_{pico}$ $\left(P_{falla} = 0.8P_{pico}\right)$.
3. Con la carga de falla se obtiene del gráfico el desplazamiento último, Δu.
4. Calcular $0.4P_{pico}$, ubicarlo en el gráfico y leer el valor de desplazamiento que corresponda a esta carga, Δ_0.
5. Calcular la pendiente que se forma con la recta que pasa por el origen y por el punto calculado en el paso anterior. Este valor corresponde a la rigidez elástica por cortante, k_e.
6. Calcular el área bajo la curva (A) desde el origen hasta el desplazamiento último, Δ_u.
7. Calcular la carga de fluencia con la siguiente fórmula: $Py = \left(\Delta u - \sqrt{\Delta u^2 - \frac{2A}{k_e}}\right)k_e$, y con este valor de carga leer en el gráfico el valor correspondiente para su desplazamiento, Δy.
8. Calcular la ductilidad μ como $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para cada uno de los muros:

Tabla 5.9. Ductilidades de paredes Tipo 1.

Modelo	**Desplazamiento último,** Δ_u	**Desplazamiento en punto de fluencia,** Δ_y	**Ductilidad**
Muro 1 (gancho)	42.30	14.30	2.96
Muro 2 (aro cuadrado)	41.03	15.50	2.26
Muro 3 (aro circular)	38.20	18.30	2.09

Tabla 5.10 Ductilidades de paredes Tipo 2.

Modelo	**Desplazamiento último,** Δ_u	**Desplazamiento en punto de fluencia,** Δ_y	**Ductilidad**
Muro 4 (gancho)	49.13	23.30	2.11
Muro 6 (aro circular)	44.81	18.50	2.42

Las curvas carga – desplazamiento de cada una de las paredes se presentan individualmente en el Anexo B, sin embargo, para efectos comparativos, a continuación se presentan los gráficos donde se pueden analizar, por tipo de pared, el comportamiento dado según el tipo de confinamiento.

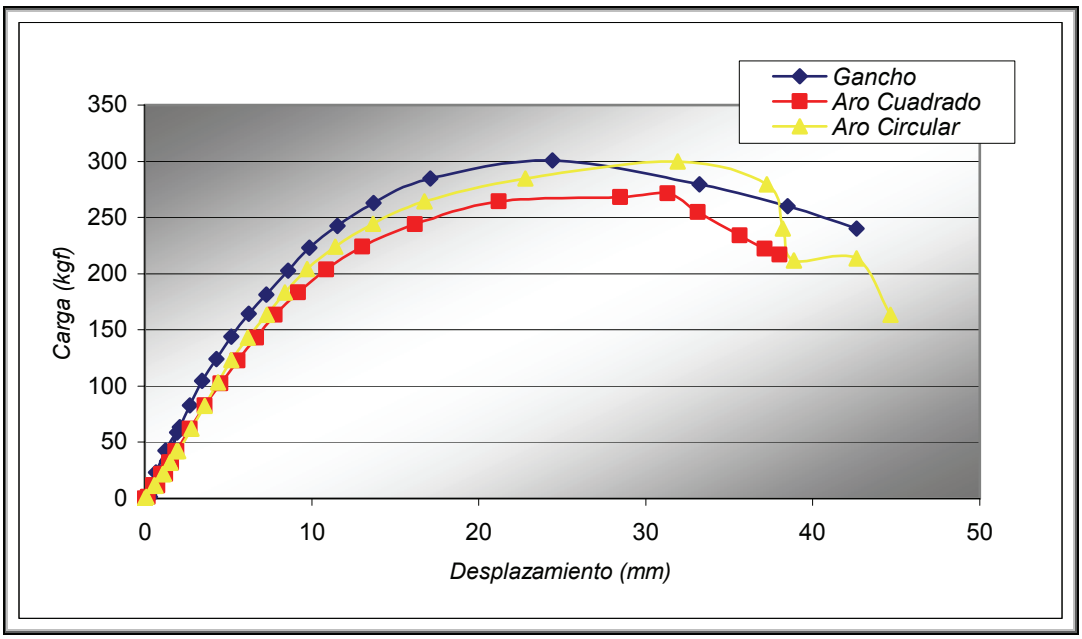

Figura 5.13. Curvas carga – desplazamiento de paredes Tipo 1 con confinamiento tipo gancho, aro cuadrado y aro circular.

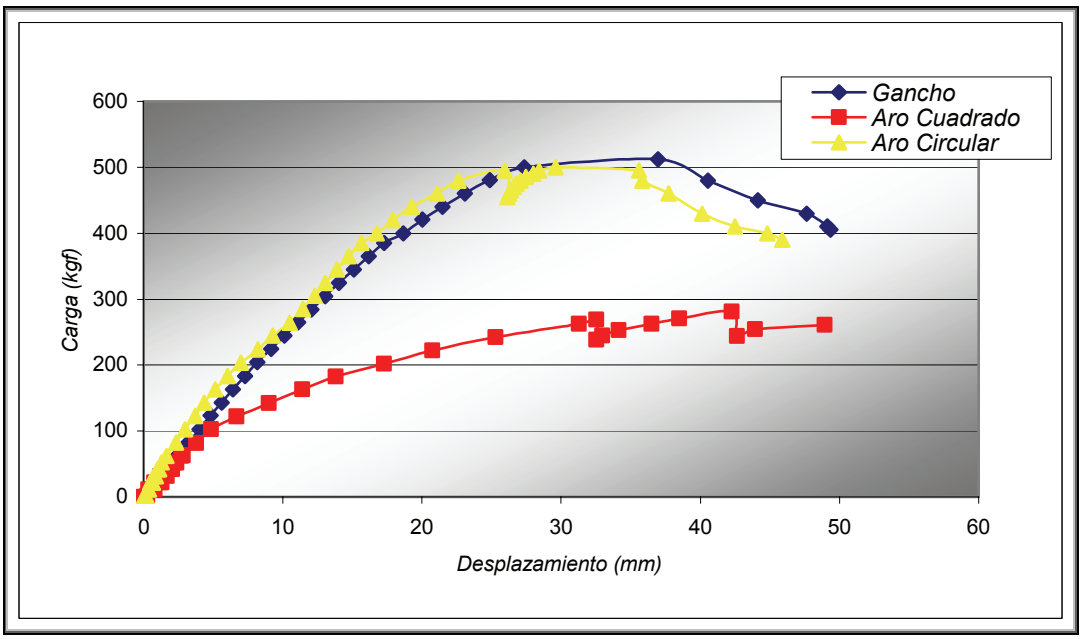

Figura 5.14. Curvas carga – desplazamiento de paredes Tipo 2 con confinamiento tipo gancho, aro cuadrado y aro circular.

VI. ANALISIS DE RESULTADOS

6.1 GENERALIDADES

El presente capítulo pretende hacer un análisis de los resultados obtenidos en todo el proceso experimental, desde las pruebas realizadas a las diferentes mezclas que conforman los elementos de las paredes, como hasta las pruebas de falla de éstas. Con respecto a las primeras, se pretende comparar los resultados de resistencia obtenidos de las fallas con los valores mínimos establecidos en las normas y códigos; con respecto a las segundas, se busca analizar si los resultados de capacidad y desplazamiento de los muros van acorde con lo que se espera según el diseño realizado conforme a las ecuaciones del Código Sísmico de Costa Rica 2002.

6.2 COMPONENTES UTILIZADOS EN LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Las primeras pruebas que se llevaron a cabo fueron aquellas para determinar la resistencia de los bloques de microconcreto. Tal como se menciona en el capítulo 3, el CSCR – 2002 exige como mínimo, sobre estos elementos una resistencia a la compresión promedio sobre el área neta de 133 kg/cm^2 y un valor mínimo de 120 kg/cm^2 para cada muestra individual.

Los resultados que se presentan en la Tabla 5.1 aseguran que la mampostería es Clase A, ya que cumple plenamente los dos requisitos anteriores. La resistencia promedio obtenida es de 162 kg/cm^2 lo cual supera los 133kg/cm^2 que especifica el CSCR – 2002, y además ningún valor individual es menor a los 120 kg/cm^2. La resistencia de los bloques es la responsable principal de la resistencia de la mampostería, por lo que estos resultados son satisfactorios para las estructuras que se están modelando.

Para el microconcreto de relleno, el resultado promedio de la resistencia a la compresión de los prismas es de 253 kg/cm^2 a los 28 días, valor que está muy por encima de los 175 kg/cm^2 que especifica el CSCR – 2002 para la mampostería Clase A. Este resultado es muy importante que sea acorde con las especificaciones porque el modelo que se construyó es de mampostería completamente rellena. El microconcreto de relleno va a ser el encargado de transmitir los

esfuerzos generados en el acero a las paredes de los bloques. Si su resistencia es muy baja entonces esa “transmisión de esfuerzos” no se va a dar correctamente.

El mortero de pega tiene una resistencia promedio a la compresión de 171kg/cm^2 a los 28 días según se muestra en la Tabla 5.4. Este valor está ligeramente por debajo de los 175 kg/cm^2 que exige la norma ASTM, pero la diferencia no es significativa.

En la Tabla 5.2 se presentan los resultados de la falla a compresión de los prismas de mampostería. Era de esperarse que la resistencia promedio estuviera por encima del valor mínimo que sugiere el CSCR – 2002 este tipo de mampostería, que es 100 kg/cm^2. El valor obtenido de las pruebas es de 150 kg/cm^2, lo cual cumple satisfactoriamente.

La resistencia a la compresión promedio del microconcreto para las vigas es de 209 kg/cm^2, lo cual es prácticamente el valor de resistencia de diseño (210 kg/cm^2).

Los resultados anteriores corresponden a valores de resistencia medidos a los 28 días, pero cabe hacer la aclaración que las paredes se fallaron aproximadamente 2 meses y medio después de la finalización de su construcción, lo cual hace posible que la mampostería aumentara su resistencia ligeramente. Esto es posible ya que el cemento utilizado en todas las mezclas es cemento Pórtland Tipo 1MP (modificado con puzolanas), y las puzolanas tienen la característica de hacer que la mezcla alcance mayores resistencias a edades tardías.

6.3 CAPACIDAD DE LOS MUROS

El diseño de los muros se hizo con base a las ecuaciones presentadas en el Código Sísmico de Costa Rica 2002 en su Capítulo 9, sección 9.7, para muros con cargas paralelas a su plano.

Para el comportamiento en flexo-compresión se usan las siguientes ecuaciones:

$$Mu \leq \Phi Mn \qquad (6.1)$$

$$Mn = \frac{A_s f_y l_w}{2}\left(1 + \frac{P_n}{A_s f_y}\right)\left(1 - \frac{c}{l_w}\right) \qquad (6.2)$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + \beta}{2\alpha + 0.72} \qquad (6.3)$$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{t l_w f'_m} \qquad (6.4)$$

$$\beta = \frac{P_n}{t l_w f'_m} \qquad (6.5)$$

donde,

$\Phi =$ 0.80 para mampostería clase A.

$M_u =$ Momento último.

$M_n =$ Momento nominal del muro.

$A_s =$ Área transversal total del refuerzo longitudinal.

$f_y =$ Esfuerzo de fluencia del acero.

$l_w =$ Longitud del muro.

$P_n =$ Carga axial nominal.

$c =$ Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema en compresión.

Cabe hacer la aclaración que el sistema de estructuras no modelan el efecto de la carga axial, por lo que $P_n = 0$.

Luego, para analizar el comportamiento por cortante se usan las siguientes ecuaciones:

$$V_u \leq \Phi V_n \qquad (6.6)$$

$$V_n = V_m + V_s \tag{6.7}$$

$$V_s = \frac{A_{sh} f_y d}{S_h} \tag{6.8}$$

$$V_m = \left[0.15\sqrt{f'_m} + 0.20\left(\frac{P_u}{A_g}\right)\right] d \cdot b_w ; \tag{6.9}$$

para las regiones de posible formación de rótulas plásticas.

$$V_m = \left[0.50\sqrt{f'_m} + 0.30\left(\frac{P_u}{A_g}\right)\right] d \cdot b_w ; \tag{6.10}$$

para las otras regiones.

donde,

$\Phi = 0.60$ para mampostería clase A.

$V_u =$ Cortante último del paño de mampostería.

$V_n =$ Cortante nominal del muro.

$V_m =$ Resistencia nominal a cortante de la mampostería.

$V_s =$ Resistencia nominal del refuerzo para cortante.

$A_{sh} =$ Área transversal del refuerzo horizontal.

$d =$ 0.80 de la longitud del muro.

$S_h =$ Separación del acero horizontal.

$A_g =$ Área gruesa de la sección.

$b_w =$ Espesor de la pared.

La zona de confinamiento de los muros debe ser el valor mayor entre:

- la distancia igual a 3 veces el espesor del muro; y
- a distancia que equivale al 10% de la longitud del muro.

El cálculo del momento de agrietamiento se hace de la siguiente manera:

$$\Phi M_n \geq 1.8 M_{cr} \quad (6.11)$$

$$M_{cr} = S \cdot f_r \quad (6.12)$$

$f_r = 1.06\sqrt{f'_m}$, 15 kg/cm^2 como máximo, (6.13)

para mampostería totalmente rellena.

donde,

$M_{cr} =$ Momento de agrietamiento del muro.

$S =$ Módulo de sección.

$f_r =$ Módulo de ruptura.

Con las ecuaciones anteriores se hace el diseño de los muros y se obtienen los valores de capacidad teóricos que deberían soportar cada tipo de muro. El diseño completo se presenta en el Anexo A, donde de desarrolla uno para cada tipo de pared en escala natural y en escala reducida.

Para los dos tipos de paredes, éstas van reforzadas de tal manera que su capacidad por cortante es mucho mayor que su capacidad por flexión, tal como ya se había mencionado. Los valores de carga soportados por las paredes son mucho mayores a los valores de carga calculados en el diseño, lo cual es satisfactorio que esto suceda, pues es lo que se espera que ocurra en la realidad diseñando según el CSCR – 2002.

Las tablas siguientes muestran la comparación de resultados:

Tabla 6.1. Comparación entre las cargas teóricas y experimentales para las Paredes Tipo1.

Modelo	**Carga Última Experimental (kg)**	**Carga Teórica (kg)**	**Momento Último Experimental (kg-cm)**	**Capacidad Teórica (kg-cm)**	**% Diferencia**
Muro 1 (gancho)	300	161	27300	14200	92
Muro 2 (aro cuadrado)	271	161	25474	14200	79
Muro 3 (aro circular)	300	161	27300	14200	92

Tabla 6.2. Comparación entre las cargas teóricas y experimentales para las Paredes Tipo2.

Modelo	**Carga Última Experimental (kg)**	**Carga Teórica (kg)**	**Momento Último Experimental (kg-cm)**	**Capacidad Teórica (kg-cm)**	**% Diferencia**
Muro 4 (gancho)	512	298	45056	26200	72
Muro 5 (aro cuadrado) *Falla por defecto constructivo.	269	298	26093	26200	0.41
Muro 6 (aro circular)	500	298	45500	26200	74

En la Tabla 6.1 se puede ver que las paredes soportaron hasta un 92% más de la capacidad de diseño, como en el caso del Muro 1 y el Muro 3, y hasta un 79% más en el caso del Muro2. Estos porcentajes son bastante altos y satisfactorios. Ahora, si bien es cierto, las paredes fueron construidas con una inspección rigurosa, pero esto no siempre sucede en la realidad y a veces se encuentran errores constructivos que reducen la capacidad de los muros. Entonces, teniendo porcentajes tan altos del lado de la seguridad con el CSCR – 2002, se tiene un rango

más amplio para que el muro soporte lo que indica el diseño aún si hay algún error de construcción.

En la Tabla 6.2 se muestran los resultados para las paredes Tipo 2. Aquí los porcentajes de diferencia de capacidad de los muros son de 72% y 74% del lado de la seguridad, valores bastante satisfactorios también. En este caso, la capacidad del Muro 5 fue el único muro que falló por un defecto constructivo, por lo cual se elimina este resultado del análisis y de las conclusiones por no ser una muestra de confianza. El error que se cometió fue una mala alineación del acero longitudinal en el extremo de la pared. Cuando se coló la viga de fundación esta varilla no quedó bien alineada con el espacio del bloque, por lo que ésta se dobló para que se ajustara a las dimensiones del muro. Durante el proceso de falla, el lado de la pared que tenía este defecto fue el lado que iba a estar sometido a las fuerzas de tensión. Entonces, la varilla antes de empezar a trabajar ante este tipo de esfuerzos tendió a acomodarse y generar unas grietas significativas en los bloques hasta llevar al muro a la falla. Nótese que su capacidad se redujo considerablemente en comparación con los otros dos muros de su tipo, pero aún así casi alcanza la capacidad teórica.

6.4 DUCTILIDAD DE LOS MUROS

En la sección 5.5 de este documento se definió la ductilidad como $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$. En el diseño se busca que las estructuras tengan la mayor ductilidad posible para que absorban y disipen energía por deformaciones inelásticas. La capacidad de deformarse de manera dúctil es el comportamiento que se espera que tengan las estructuras durante un sismo, para que soporte el movimiento telúrico con algún daño pero sin llegar al colapso.

Los resultados de las ductilidades para las paredes Tipo 1 se presentan en la Tabla 5.9. Según los valores calculados, la mayor ductilidad la tiene el gancho, seguido por el aro cuadrado y por último el aro circular. Estos resultados van contrariamente a lo que obtuvo Méndez (Ref.10). Ahora, cabe aclarar que los valores de ductilidad se calcularon según el procedimiento que se explicó en la sección 5.5 de este documento. Entre estos cálculos que se hicieron para

determinar la ductilidad, estaba el cálculo del área bajo la curva, comprendida desde el origen (0,0), hasta el punto, después de alcanzar la carga máxima, en que se llega al 80% del la carga máxima. Sin embargo, las lecturas tomadas después de alcanzar la carga máxima pueden tener alguna incertidumbre, ya que la unidad lectora de datos cambiaba drásticamente de valor después de la falla, y había que seguir cargando para poder tomar los datos necesarios para tener la curva completa. Esto hace que las lecturas tomadas después de la carga máxima puedan tener cierta incertidumbre que conduzcan a errores en el cálculo del área bajo la curva, y por ende algún error en el cálculo de la ductilidad.

Es importante hacer dos aclaraciones. La primera es que durante el proceso de construcción a la varilla horizontal se le hizo el gancho estándar de 90º que permite el CSCR – 2002. Se escogió este gancho porque si se trataba de doblar más la varilla para un gancho de mayor grado, ésta se quebraba. Por lo tanto lo que se hizo fue doblarla 90º y anclarla hacia abajo en el concreto de relleno. Sin embargo, este detalle genera un comportamiento diferente en los muros, según lo consultado en una entrevista con el Ing. Rafael Mora (Ref.17), ya que en la zona de confinamiento debe incluirse tanto el aro especial como el gancho estándar de 180º. El CSCR – 2002 en su Sección 9.6.2.c exige el gancho de 180º para el refuerzo transversal en pilares. Si se hubiera hecho este gancho en vez del de 90º, posiblemente las ductilidades hubieran sido mucho mayores.

La segunda aclaración es un problema que se dio durante la falla de la primera pared (Tipo 1 con gancho) y de la segunda pared (Tipo 2 con gancho). Las dificultades surgieron fueron las siguientes: al aplicar la fuerza a la viga corona del muro, el dispositivo de contacto de la celda de carga con la viga corona se movía verticalmente conforme se iba desplazando el muro; con esta condición, las lecturas de carga que indicaba la caja lectora no eran las reales, pues se generó un vector de fuerzas. Esto sucedió en la falla de la primera pared. Este defecto se arregló para la falla de las otras paredes. Luego, para la segunda pared fallada los desplazamientos generados fueron mucho mayores que para la primera pared fallada, por lo que se tuvo que hacer un dispositivo especial que permitiera desplazar más y mantener en forma horizontal la celda de carga. Esto también se arregló para la falla de las otras cuatro paredes.

Ahora bien, a pesar de que los resultados de las ductilidades de los muros Tipo 1 den de la manera como se presentan en la Tabla 5.9 donde el muro con mayor ductilidad es el confinado con ganchos, es importante hacer referencia a la Figura 5.13, donde se muestra el gráfico con las tres curvas de carga – desplazamiento para las paredes Tipo 1 con los tres tipos de confinamiento. De este gráfico se puede notar que, de las tres paredes, la que tiene confinamiento tipo aro circular alcanza mayores deformaciones antes de llegar a la falla, que cualquiera de las otras dos paredes. Este comportamiento sí concuerda con los resultados de Méndez (Ref.10). También se puede decir que el muro confinado con aro cuadrado alcanza mayores deformaciones antes de llegar a la falla que el confinado con ganchos, a pesar de que el muro confinado con ganchos falla a una carga mayor.

A pesar de estas diferencias, el comportamiento en general de los tres muros es muy parecido, y las diferencias no son lo suficientemente significativas como para asegurar que un confinamiento es mejor que otro.

Para las paredes Tipo 2, los resultados de ductilidad se encuentran en la Tabla 5.10. En este caso la ductilidad del muro con confinamiento de aro circular es mayor que el muro confinado con ganchos. Sin embargo, al observar la Figura 5.14 donde se muestra el gráfico con las curvas carga – desplazamiento para las Paredes Tipo 2, el comportamiento es sumamente parecido y se desplazan casi lo mismo antes de llegar a la falla.

El Muro 6 (Tipo 2 con aros circulares), sufre primero una falla local por adherencia, pero luego sigue cargando hasta llegar a la falla del muro, aproximadamente a los 500 kgf.

Ahora bien, si se analizan los modos de falla de estos muros, es importante rescatar que en la zona sometida a compresión, cuando se estaba confinando con ganchos la destrucción de la mampostería fue mucho mayor que cuando se confinó con los aros circulares. Esto se puede ver claramente en las Figuras 5.7 y 5.11. Este efecto es más claro en los muros Tipo 2 porque es cuando la fuerza de compresión es más grande, y por lo tanto obliga a trabajar más al confinamiento.

Nótese de las Figuras 5.13 y 5.14 que entre los dos tipos de paredes, son las Tipo 1 las que tienen un comportamiento más dúctil, mientras que las Tipo 2 se comportan más rígidas. Esto

era de esperarse por que las Tipo 2 van reforzadas con la capacidad máxima que permite el CSCR – 2002.

6.5 ANALISIS DIMENSIONAL

El análisis dimensional permite predecir los valores de carga de la estructura prototipo, a partir de los valores de carga obtenidos en el modelo a escala reducida, siguiendo una serie de requerimientos de similitud entre ambas estructuras.

En el caso de los resultados generados en este trabajo, las fuerzas obtenidas del modelo a escala reducida se deben multiplicar por el cuadrado del factor de escala empleado para obtener las fuerzas que equivalen en la estructura prototipo. En este modelo se usó un factor de escala 1/6, por lo que se deben multiplicar por 36 los valores obtenidos.

En la siguiente tabla se muestran los valores de carga última que hubieran soportado las estructuras prototipo.

Tabla 6.3 Resistencias de las estructuras prototipos.

Modelo	**Resistencia de modelo en escala 1/6 (kg)**	**Resistencia de estructura prototipo (kg)**
Muro 1 (Tipo 1gancho)	300	10800
Muro 2 (Tipo 1 aro cuadrado)	271	9756
Muro 3 (Tipo 1 aro circular)	300	10800
Muro 4 (Tipo 2 gancho)	512	18432
Muro 5 (Tipo 2 aro cuadrado)*	269	9684
Muro 6 (Tipo 2 aro circular)	500	18000

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Una vez analizados todos los resultados del proceso experimental, se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

1. Una pared de cada tipo estudiado no es una muestra representativa. Las normas ASTM exigen como mínimo dos muestras iguales por cada tipo de pared que se vaya a fallar. En el caso de este trabajo se hizo una muestra de cada muro porque eran tres tipos de pared según el confinamiento y dos tipos de pared según la cantidad de acero vertical. Ahora, si bien es cierto que lo que este trabajo buscaba era estudiar el comportamiento de los aros de confinamiento, se decidió además incluir esta variación de la cantidad de acero vertical. Esto porque, como se explicó anteriormente, con la máxima cantidad de acero vertical permitido por el CSCR – 2002 (Paredes Tipo 2) es más claro ver el efecto de los aros de confinamiento, sin embargo, dada las condiciones del diseño, en este caso la capacidad por cortante era levemente mayor que la capacidad por flexión. Por esta razón es que surgen las paredes Tipo 1, con menos acero vertical y donde se puede obtener con mayor seguridad una falla por flexión, que es lo que se buscaba. Todo esto da un total de seis especimenes que es lo establecido en los alcances para este proyecto de graduación. Haber construido más muestras se limitaba por la variable del tiempo en este caso.

2. Los muros diseñados conforme a las ecuaciones establecidas en el Código Sísmico de Costa Rica 2002, tienen una capacidad de carga bastante mayor que lo que establece el diseño. Se puede decir entonces de los resultados obtenidos que las ecuaciones del CSCR – 2002 para el diseño de muros de mampostería con cargas paralelas a su plano son conservadoras.

3. Según las Figuras 5.1 a 5.12 de los modos de falla de las paredes con los diferentes tipos de confinamiento, los muros confinados con aros circulares en los extremos son los que presentan mejor comportamiento, dado que son los que muestran un menor deterioro de la zona en compresión. Esto se evidencia más claramente en los muros Tipo 2.

4. El comportamiento de los muros con los tres confinamientos estudiados, según las curvas carga – desplazamiento (ver Figs. 5.13 y 5.14), es muy similar; no se presentan diferencias significativas entre ellas. Se llega a esta conclusión con base a las condiciones de este trabajo.

5. Dado el análisis completo de valores de ductilidades obtenidos para cada tipo de confinamiento según el tipo de pared, de las curvas carga – desplazamiento y de los modos de falla, es difícil asegurar cuál confinamiento es el que mejor funciona. Por esta razón no se puede asegurar que un sistema de confinamiento trabaja mejor que otro. Se necesita más investigación en este campo para poder llegar a conclusiones más precisas.

6. A pesar de que los resultados obtenidos en este proyecto difieren un poco a aquellos obtenidos en estudios anteriores como el de Méndez (Ref.10), este trabajo queda como una referencia inicial para futuros proyectos donde se sigan estudiando diferentes opciones de confinamiento en muros de mampostería integral, de forma que se puedan corregir aquellas consideraciones que no se hayan tomado en cuenta en este modelo.

7.2 RECOMEDACIONES

1. Se recomienda para futuros proyectos tomar en consideración que la zona de confinamiento de los muros debe llevar, además de los aros de confinamiento, un gancho estándar de 180º tal como el CSCR – 2002 en su sección 9.6.2.c señala para pilares. Esto para que se dé un mejor comportamiento de las paredes y se puedan alcanzar mayores ductilidades.

2. Incluir el efecto de la carga axial para que la compresión aplicada sea mayor, ya que la zona confinada del muro sometida a compresión no sólo tiene que soportar la compresión generada por el momento que produce la carga lateral, sino que también la compresión que produce la carga axial aplicada al muro. De esta forma el modelo se ajusta más a las condiciones reales.

3. Hacer por lo menos dos modelos iguales por cada tipo de pared, según lo recomendado por las normas ASTM. Esto con el fin de que si por algún inconveniente, ya sea errores constructivos, problemas en la falla o de cualquier otra índole, alguna pared no falla del modo en que se diseñó que fallara, entonces si se tiene otra muestra el estudio todavía es rescatable. Además, aunque ninguna de estas circunstancias ocurriera, siempre es bueno tener al menos dos muestras iguales para corroborar los resultados obtenidos.

4. Se recomienda construir también muros sin confinamiento alguno, para comparar el aumento de ductilidad de un muro no confinado con los otros que llevan diferentes tipos de confinamiento.

5. Se recomienda hacer el modelo de estos muros a escala natural para tener resultados todavía más confiables, y someterlos a cargas cíclicas para que se simule el efecto de un sismo.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Libros, Tesis y Códigos

1. ACI 530. *Building Code Requeriments for Masonry Structures & Specifications for Masonry Structures & Commentaries*, 2002.

2. American Society for Testing and Materials, *Annual Book of ASTM Standars*, U.S.A., 2000.

3. Brandow, G. E., Hart, G. C., Virdee, A. *Design of Reinforced Masonry Structures*, Concrete Masonry Association of California & Nevada, 1997 Edition, USA.

4. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, *Código Sísmico de Costa Rica*, Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2002.

5. Espinoza, E., *Mezclas de Microconcreto para Modelos Estructurales,* Informe del Proyecto de Graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, 1991.

6. Espinoza, E., *Modelado de Mampostería a Escala Reducida*, Informe preliminar para obtener el grado de Maestría en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, 1995.

7. Feoli, G., *Modelado a Escala Reducida de Paredes de Mampostería Confinada Sometidas a Flexión*, Informe del Proyecto de Graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, 1996.

8. Lara, F., *Modelado a Escala Reducida de Paredes de Mampostería Confinada Sometidas a Cortante*, Informe del Proyecto de Graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, 1996.

9. Marín, O., *Modelado a Escala Reducida de Paredes de Mampostería Sometidas a Esfuerzos de Flexión y Cortante*, Informe del Proyecto de Graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, 1996.

10. Méndez, R., *Desempeño de Columnas de Mampostería a Escala Reducida con Diferentes Tipos de Refuerzo Transversal*, Informe de proyecto de graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, 2003.

11. NCMA-TEK, *Loadbearing Concrete Block in High – Rise Buildings*, Artículo 7B, Figura 1, 1980.

12. Park, R., Paulay T., *Estructuras de Concreto Reforzado*, Limusa. México, 1986.

13. Paulay, T., Priestley, M.J.N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, U.S.A., 1992.

14. Poveda, A., *Notas del curso de Diseño en Mampostería*, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, 2004.

15. Sabnis G., Harris H.G., R.N. White, *Structural Models & Experimental Techniques*, Prentice Hall, New Jersey, 1983.

16. Yglesias, R., *Prismas de Mampostería: Pruebas sobre acero de confinamiento en bordes de muros de mampostería estructural*, Proyecto de Graduación para optar por el Grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad Latina de Costa Rica, 2004.

Entrevistas

17. Entrevista con el Ing. Rafael Mora, Msc., el día 10 de marzo del 2005, Holcim Costa Rica, San Antonio de Belén, San José, Costa Rica.

ANEXO A. DISEÑO DE LOS MUROS

DISEÑO EN ESCALA REAL

Muros Tipo 1

Se propone usar 1 # 3 @20cm como refuerzo horizontal y 1 # 5 @20cm como refuerzo.

Área 1 varilla #3 = 0.71 cm^2
Área de 1 varilla #5 = 2.00 cm^2
$fy = 3000 kg/cm^2 \rightarrow$ Para el acero que trabaja en flexión
$fy = 3200 kg/cm^2 \rightarrow$ Para el acero que trabaja en cortante
$f'm = 150 kg/cm^2$
$A_{sv\ total}$ = 8*(2.00) = 16.00 cm^2
$A_{sh\ total}$ = 22*(0.71) = 15.62 cm^2
31.62 cm^2

Acero Mínimo (CSCR 9.3.3.c)

$A_{smin\ total}$ = 0.002*b*t = 0.002*(165 cm)*(20 cm) = 6.60 cm^2
$A_{smin\ en\ una\ dirección}$ = 0.0007*b*t = 0.0007*(165 cm)*(20 cm) = 2.31 cm^2

Flexocompresión (CSCR 9.7.6)

$$Mn = \frac{As \cdot fy \cdot lw}{2} \cdot \left(1 + \frac{Pn}{As \cdot fy}\right)\left(1 - \frac{c}{lw}\right); \quad \alpha = \frac{As \cdot fy}{t \cdot lw \cdot f'm}; \quad \beta = \frac{Pn}{t \cdot lw \cdot f'm}$$

$$\alpha = \frac{(16.00cm^2)\cdot(3000kg/cm^2)}{(20cm)\cdot(165cm)\cdot(150kg/cm^2)} = 0.097$$

$$\beta = \frac{0}{t \cdot lw \cdot f'm} = 0$$

$$\frac{c}{lw} = \frac{\alpha + \beta}{2\alpha + 0.72} = \frac{0.097 + 0}{2 \cdot 0.097 + 0.72} = 0.106$$

$$Mn = \frac{(16.00cm^2)\cdot(3000kg/cm^2)\cdot(165cm)}{2} \cdot (1+0)\cdot(1-0.106)\cdot 10^{-5} = 35.40 ton \cdot m$$

$$\Phi Mn = 0.80(35.40 t \cdot m) = 28.32 ton \cdot m$$

$$P = \frac{\Phi Mn}{5.13m} = \frac{28.32t \cdot m}{5.13m} = 5.5ton$$

<u>*Cortante*</u> (CSCR 9.7.5)

$$\Phi Vn = \Phi(Vm + Vs); \quad \Phi = 0.55$$

$$d = 0.80 \cdot lw = 0.80 \cdot (165cm) = 132cm$$

$$bw = t = 20cm$$

$$Vs = \frac{Ash \cdot fy \cdot d}{sh} = \frac{(0.71cm^2) \cdot (3200kg/cm^2) \cdot (132cm)}{20cm} = 14995.2kg$$

$$Vm = \left[0.15\sqrt{f'm}\right] \cdot d \cdot bw = 0.15\sqrt{150kg/cm^2} \cdot 132cm \cdot 20cm = 4850kg$$

$$Vm = \left[0.50\sqrt{f'm}\right] \cdot d \cdot bw = 0.50\sqrt{160kg/cm^2} \cdot 132cm \cdot 20cm = 16167kg$$

$$\Phi Vn = 0.55 \cdot (4850kg + 14995kg) \cdot 10^{-3} = 10.91ton \rightarrow Zona\ de\ posibles\ rótulas\ plásticas$$

$$\Phi Vn = 0.55 \cdot (16167kg + 14995kg) \cdot 10^{-3} = 17.14ton$$

<u>*Momento de Agrietamiento*</u>

$$Mcr = s \cdot fr$$

$$fr = 1.06\sqrt{f'm} = 1.06 \cdot \sqrt{150kg/cm^2} = 12.98kg/cm^2$$

$$s = \frac{b \cdot lw^2}{6} = \frac{(20cm) \cdot (165cm)^2}{6} = 90750cm^3$$

$$Mcr = (12.98kg/cm^2) \cdot (90750cm^3) \cdot (10^{-5}) = 11.78ton \cdot m$$

$$1.8Mcr = 1.8 \cdot (11.78ton \cdot m) = 21.2ton \cdot m$$

Muros Tipo 2

Se propone usar 1 # 3 @20cm como refuerzo horizontal y 2 # 5 @20cm como refuerzo.

Área 1 varilla #3 = 0.71 cm^2
Área de 1 varilla #5 = 2.00 cm^2
$fy = 3000 kg/cm^2 \rightarrow$ Para el acero que trabaja en flexión
$fy = 3200 kg/cm^2 \rightarrow$ Para el acero que trabaja en cortante
$f'm = 150 kg/cm^2$

$A_{sv\ total}$ = 16*(2.00) = 32.00 cm^2
$A_{sh\ total}$ = 22*(0.71) = 15.62 cm^2
47.62 cm^2

Acero Mínimo (CSCR 9.3.3.c)

$A_{smin\ total}$ = 0.002*b*t = 0.002*(165 cm)*(20 cm) = 6.60 cm^2
$A_{smin\ en\ una\ dirección}$ = 0.0007*b*t = 0.0007*(165 cm)*(20 cm) = 2.31 cm^2

Flexocompresión (CSCR 9.7.6)

$$Mn = \frac{As \cdot fy \cdot lw}{2} \cdot \left(1 + \frac{Pn}{As \cdot fy}\right)\left(1 - \frac{c}{lw}\right); \quad \alpha = \frac{As \cdot fy}{t \cdot lw \cdot f''m}; \quad \beta = \frac{Pn}{t \cdot lw \cdot f'm}$$

$$\alpha = \frac{(32.00cm^2)\cdot(3000kg/cm^2)}{(20cm)\cdot(165cm)\cdot(150kg/cm^2)} = 0.194$$

$$\beta = \frac{0}{t \cdot lw \cdot f'm} = 0$$

$$\frac{c}{lw} = \frac{\alpha + \beta}{2\alpha + 0.72} = \frac{0.194 + 0}{2 \cdot 0.194 + 0.72} = 0.175$$

$$Mn = \frac{(32.00cm^2)\cdot(3000kg/cm^2)\cdot(165cm)}{2} \cdot (1+0)\cdot(1-0.175)\cdot 10^{-5} = 65.34 ton \cdot m$$

$$\Phi Mn = 0.80(65.34 t \cdot m) = 52.27 ton \cdot m$$

$$P = \frac{\Phi Mn}{5.13m} = \frac{52.27 t \cdot m}{5.13m} = 10.2 ton$$

Cortante (CSCR 9.7.5)

$$\Phi Vn = \Phi(Vm + Vs); \quad \Phi = 0.55$$

$$d = 0.80 \cdot lw = 0.80 \cdot (165cm) = 132cm$$

$$bw = t = 20cm$$

$$Vs = \frac{Ash \cdot fy \cdot d}{sh} = \frac{(0.71cm^2) \cdot (3200kg/cm^2) \cdot (132cm)}{20cm} = 14995.2kg$$

$$Vm = \left[0.15\sqrt{f'm}\right] \cdot d \cdot bw = 0.15\sqrt{150kg/cm^2} \cdot 132cm \cdot 20cm = 4850kg$$

$$Vm = \left[0.50\sqrt{f'm}\right] \cdot d \cdot bw = 0.50\sqrt{160kg/cm^2} \cdot 132cm \cdot 20cm = 16167kg$$

$$\Phi Vn = 0.55 \cdot (4850kg + 14995kg) \cdot 10^{-3} = 10.91ton \rightarrow Zona\ de\ posibles\ rótulas\ plásticas$$

$$\Phi Vn = 0.55 \cdot (16167kg + 14995kg) \cdot 10^{-3} = 17.14ton$$

Momento de Agrietamiento

$$Mcr = s \cdot fr$$

$$fr = 1.06\sqrt{f'm} = 1.06 \cdot \sqrt{150kg/cm^2} = 12.98kg/cm^2$$

$$s = \frac{b \cdot lw^2}{6} = \frac{(20cm) \cdot (165cm)^2}{6} = 90750cm^3$$

$$Mcr = (12.98kg/cm^2) \cdot (90750cm^3) \cdot (10^{-5}) = 11.78ton \cdot m$$

$$1.8Mcr = 1.8 \cdot (11.78ton \cdot m) = 21.2ton \cdot m$$

DISEÑO EN ESCALA REDUCIDA

Muros Tipo 1

Se propone usar 1 # 3 @20cm como refuerzo horizontal y 1 # 5 @20cm como refuerzo.

Área de 1 varilla #3 = 0.0222cm^2
Área de 1 varilla #5 = 0.0594cm^2
$fy = 3000 kg/cm^2 \rightarrow$ Para el acero que trabaja en flexión
$fy = 3200 kg/cm^2 \rightarrow$ Para el acero que trabaja en cortante
$f'm = 150 kg/cm^2$

$A_{sv\ total}$ = 8*(0.0594) = 0.475 cm^2
$A_{sh\ total}$ = 22*(0.0222) = 0.488 cm^2
0.964 cm^2

Acero Mínimo (CSCR 9.3.3.c)

$A_{smin\ total}$ = 0.002*b*t = 0.002*(28.0cm)*(3.33cm) = 0.186 cm^2
$A_{smin\ en\ una\ dirección}$ = 0.0007*b*t = 0.0007*(28.0cm)*(3.33cm) = 0.0653 cm^2

Flexocompresión (CSCR 9.7.6)

$$Mn = \frac{As \cdot fy \cdot lw}{2} \cdot \left(1 + \frac{Pn}{As \cdot fy}\right)\left(1 - \frac{c}{lw}\right); \quad \alpha = \frac{As \cdot fy}{t \cdot lw \cdot f''m}; \quad \beta = \frac{Pn}{t \cdot lw \cdot f'm}$$

$$\alpha = \frac{(0.475cm^2)\cdot(3000kg/cm^2)}{(3.33cm)\cdot(28cm)\cdot(150kg/cm^2)} = 0.102$$

$$\beta = \frac{0}{t \cdot lw \cdot f'm} = 0$$

$$\frac{c}{lw} = \frac{\alpha + \beta}{2\alpha + 0.72} = \frac{0.102 + 0}{2 \cdot 0.102 + 0.72} = 0.110$$

$$Mn = \frac{(0.475cm^2)\cdot(3000kg/cm^2)\cdot(28cm)}{2} \cdot (1+0)\cdot(1-0.110)\cdot 10^{-5} = 0.178 ton \cdot m$$

$$\Phi Mn = 0.80(0.178 t \cdot m) = 0.142 ton \cdot m$$

$$P = \frac{\Phi Mn}{0.88m} = \frac{0.142t \cdot m}{0.88m} \cdot 10^3 = 161kg$$

<u>*Cortante*</u> (CSCR 9.7.5)

$$\Phi Vn = \Phi(Vm + Vs); \quad \Phi = 0.55$$

$$d = 0.80 \cdot lw = 0.80 \cdot (28cm) = 22.4cm$$

$$bw = t = 3.33cm$$

$$Vs = \frac{Ash \cdot fy \cdot d}{sh} = \frac{(0.0222cm^2) \cdot (3200kg/cm^2) \cdot (22.4cm)}{3.33cm} = 478kg$$

$$Vm = \left[0.15\sqrt{f'm}\right] \cdot d \cdot bw = 0.15\sqrt{150kg/cm^2} \cdot 22.4cm \cdot 3.33cm = 137kg$$

$$Vm = \left[0.50\sqrt{f'm}\right] \cdot d \cdot bw = 0.50\sqrt{150kg/cm^2} \cdot 22.4cm \cdot 3.33cm = 457kg$$

$$\Phi Vn = 0.55 \cdot (137kg + 478kg) = 338kg \rightarrow \textit{Zona de posibles rótulas plásticas}$$

$$\Phi Vn = 0.55 \cdot (457kg + 478kg) = 514kg$$

<u>*Momento de Agrietamiento*</u>

$$Mcr = s \cdot fr$$

$$fr = 1.06\sqrt{f'm} = 1.06 \cdot \sqrt{150kg/cm^2} = 12.98kg/cm^2$$

$$s = \frac{b \cdot lw^2}{6} = \frac{(3.33cm) \cdot (28cm)^2}{6} = 435cm^3$$

$$Mcr = (12.98kg/cm^2) \cdot (435cm^3) \cdot (10^{-5}) = 0.0565ton \cdot m$$

$$1.8Mcr = 1.8 \cdot (0.0565ton \cdot m) = 0.102ton \cdot m$$

Muros Tipo 2

Se propone usar 1 # 3 @20cm como refuerzo horizontal y 2 # 5 @20cm como refuerzo.

Área de 1 varilla #3 = 0.0222cm^2
Área de 1 varilla #5 = 0.0594cm^2
$fy = 3000 kg/cm^2 \rightarrow$ Para el acero que trabaja en flexión
$fy = 3200 kg/cm^2 \rightarrow$ Para el acero que trabaja en cortante
$f'm = 150 kg/cm^2$

$A_{sv\ total}$ = 16*(0.0594) = 0.950 cm^2
$A_{sh\ total}$ = 22*(0.0222) = 0.488 cm^2
1.44 cm^2

Acero Mínimo (CSCR 9.3.3.c)

$A_{smin\ total}$ = 0.002*b*t = 0.002*(28.0cm)*(3.33cm) = 0.186 cm^2
$A_{smin\ en\ una\ dirección}$ = 0.0007*b*t = 0.0007*(28.0cm)*(3.33cm) = 0.0653 cm^2

Flexocompresión (CSCR 9.7.6)

$$Mn = \frac{As \cdot fy \cdot lw}{2} \cdot \left(1 + \frac{Pn}{As \cdot fy}\right)\left(1 - \frac{c}{lw}\right); \quad \alpha = \frac{As \cdot fy}{t \cdot lw \cdot f''m}; \quad \beta = \frac{Pn}{t \cdot lw \cdot f'm}$$

$$\alpha = \frac{(0.950cm^2)\cdot(3000kg/cm^2)}{(3.33cm)\cdot(28cm)\cdot(150kg/cm^2)} = 0.204$$

$$\beta = \frac{0}{t \cdot lw \cdot f'm} = 0$$

$$\frac{c}{lw} = \frac{\alpha + \beta}{2\alpha + 0.72} = \frac{0.204 + 0}{2 \cdot 0.204 + 0.72} = 0.181$$

$$Mn = \frac{(0.950cm^2)\cdot(3000kg/cm^2)\cdot(28cm)}{2} \cdot (1+0)\cdot(1-0.181)\cdot 10^{-5} = 0.327 ton \cdot m$$

$$\Phi Mn = 0.80(0.327 t \cdot m) = 0.262 ton \cdot m$$

$$P = \frac{\Phi Mn}{0.88m} = \frac{0.262 t \cdot m}{0.88m} \cdot 10^3 = 298 kg$$

Cortante (CSCR 9.7.5)

$$\Phi Vn = \Phi(Vm + Vs); \quad \Phi = 0.55$$

$$d = 0.80 \cdot lw = 0.80 \cdot (28cm) = 22.4cm$$

$$bw = t = 3.33cm$$

$$Vs = \frac{Ash \cdot fy \cdot d}{sh} = \frac{(0.0222cm^2) \cdot (3200kg/cm^2) \cdot (22.4cm)}{3.33cm} = 478kg$$

$$Vm = \left[0.15\sqrt{f'm}\right] \cdot d \cdot bw = 0.15\sqrt{150kg/cm^2} \cdot 22.4cm \cdot 3.33cm = 137kg$$

$$Vm = \left[0.50\sqrt{f'm}\right] \cdot d \cdot bw = 0.50\sqrt{150kg/cm^2} \cdot 22.4cm \cdot 3.33cm = 457kg$$

$$\Phi Vn = 0.55 \cdot (137kg + 478kg) = 338kg \rightarrow \textit{Zona de posibles rótulas plásticas}$$

$$\Phi Vn = 0.55 \cdot (457kg + 478kg) = 514kg$$

Momento de Agrietamiento

$$Mcr = s \cdot fr$$

$$fr = 1.06\sqrt{f'm} = 1.06 \cdot \sqrt{150kg/cm^2} = 12.98kg/cm^2$$

$$s = \frac{b \cdot lw^2}{6} = \frac{(3.33cm) \cdot (28cm)^2}{6} = 435cm^3$$

$$Mcr = (12.98kg/cm^2) \cdot (435cm^3) \cdot (10^{-5}) = 0.0565ton \cdot m$$

$$1.8Mcr = 1.8 \cdot (0.0565ton \cdot m) = 0.102ton \cdot m$$

ANEXO B. CURVAS CARGA – DESPLAZAMIENTO DE LOS MUROS

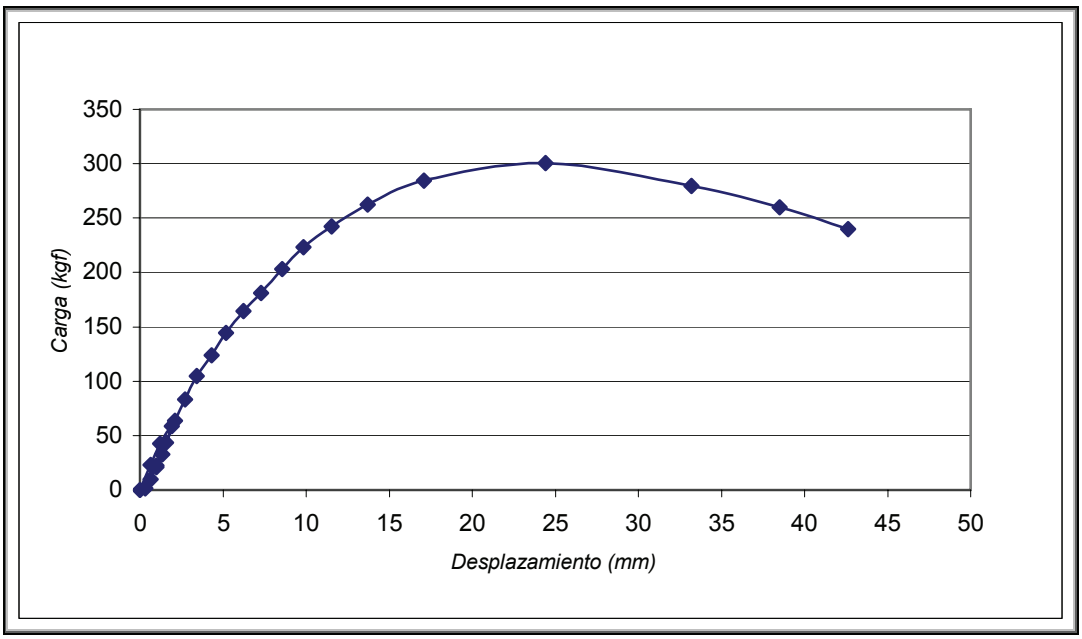

Figura B.1. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 1 con confinamiento tipo gancho.

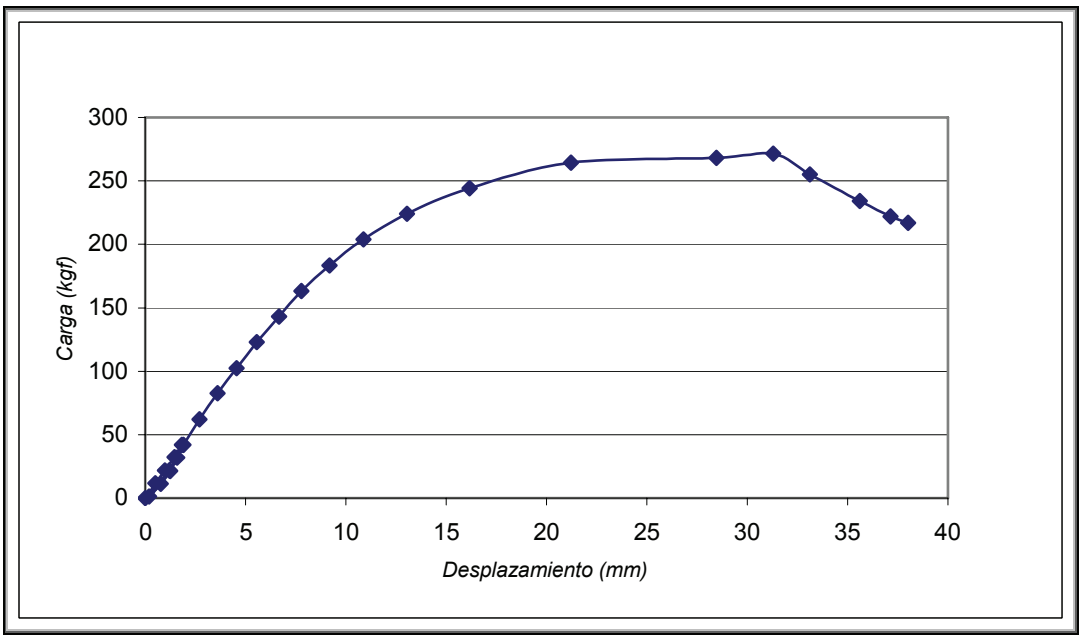

Figura B.2. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 1 con confinamiento tipo aro cuadrado.

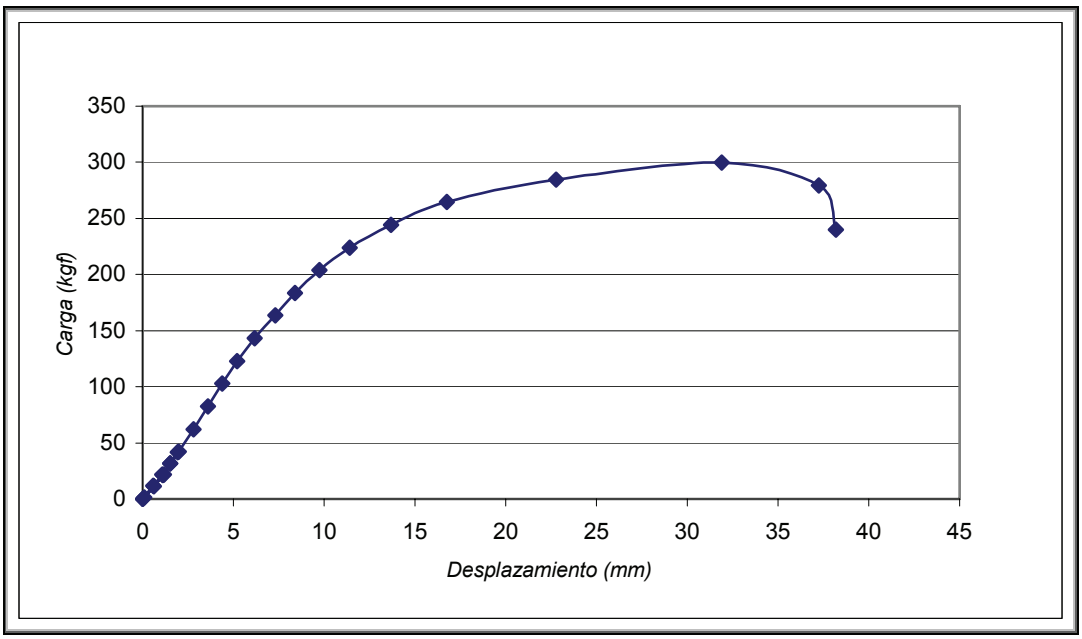

Figura B.3. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 1 con confinamiento tipo aro circular.

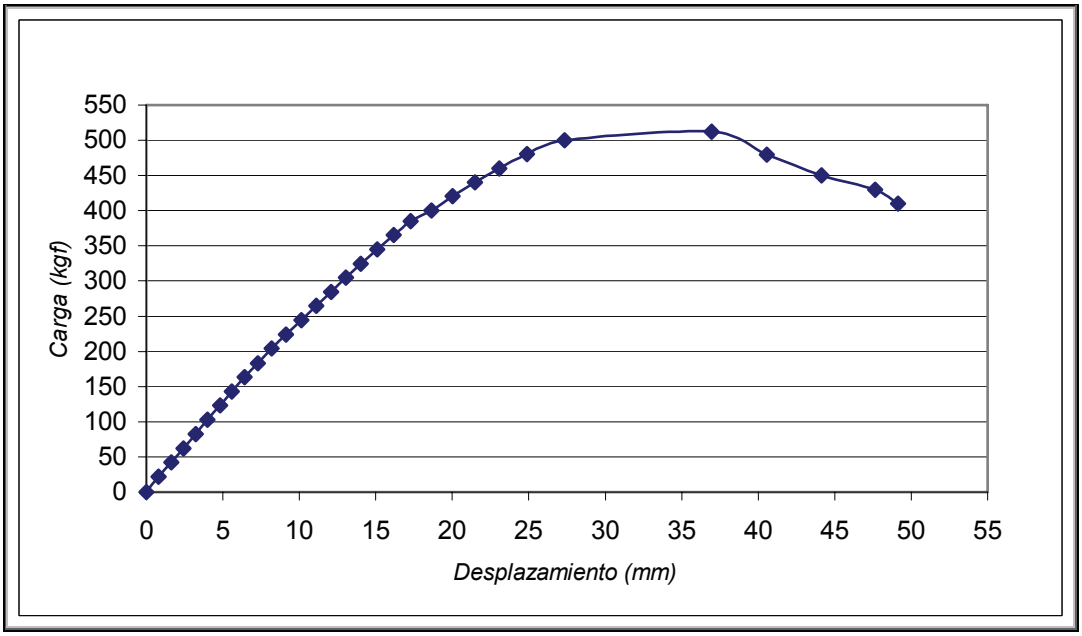

Figura B.4. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 2 con confinamiento tipo gancho.

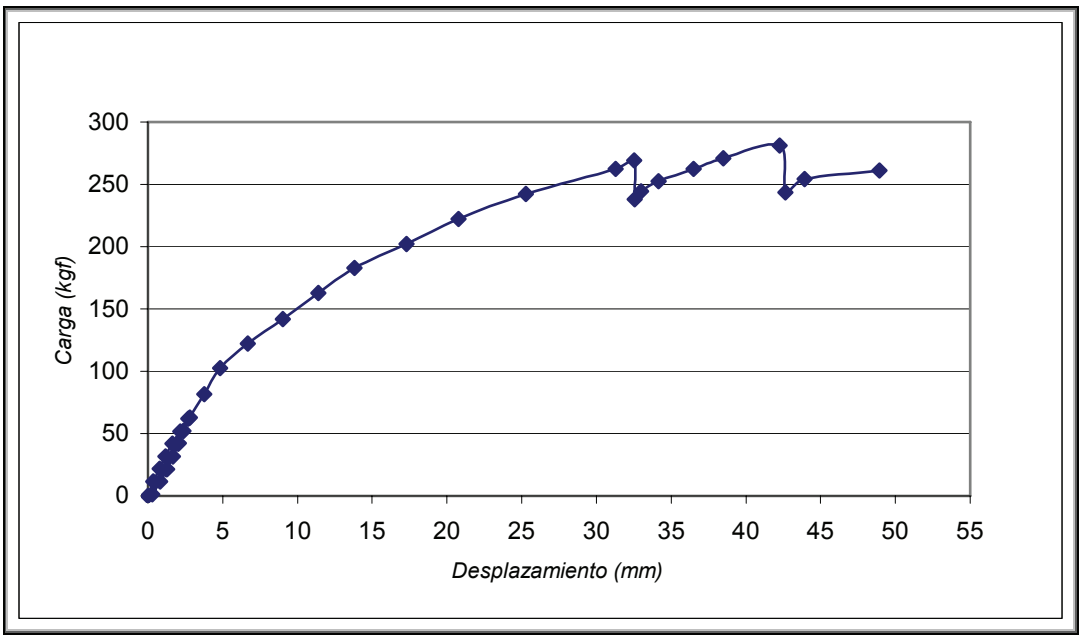

Figura B.5. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 2 con confinamiento tipo aro cuadrado.

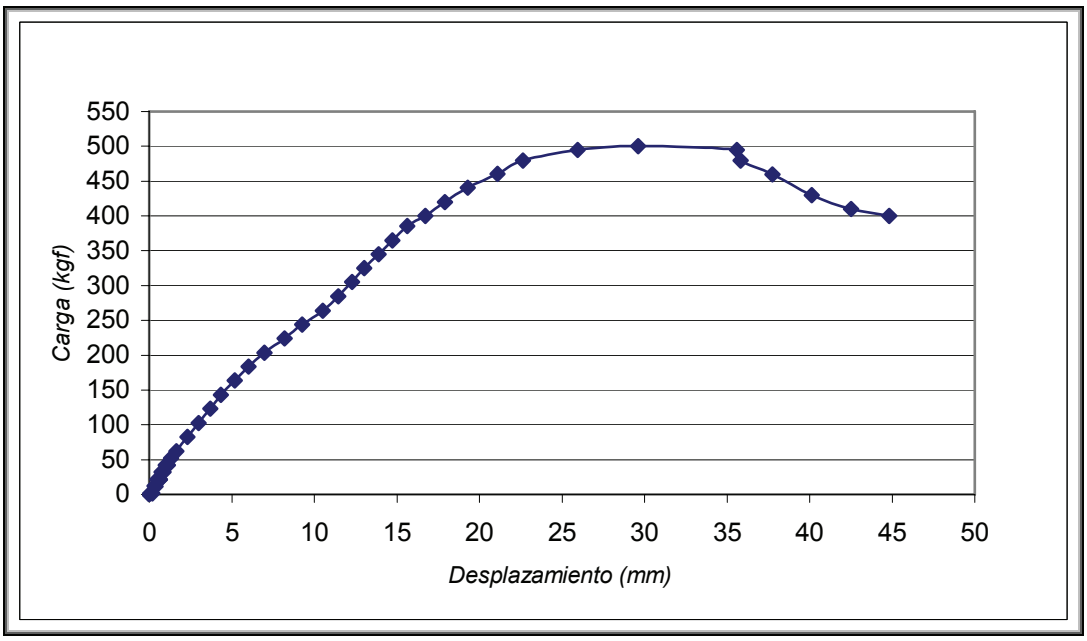

Figura B.6. Curva carga – desplazamiento para el muro Tipo 2 con confinamiento tipo aro circular.