

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto
de ductilidad limitada con 8 cm de espesor**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

Miguel Ernesto Rodríguez Núñez

ASESOR:

Ing. Ángel San Bartolomé

Ing. Alejandro Muñoz Pelaez

Lima, Septiembre del 2011

Resumen

En esta investigación se estudió el comportamiento de muros de concreto armado de 8 cm de espesor para su posible empleo a escala natural en la construcción de muros portantes para edificaciones de hasta cinco pisos.

Se efectuaron ensayos de carga lateral cíclica en dos muros para lo cual se usó el actuador dinámico con dos diferentes intensidades de carga vertical: el muro M-1 recibió una carga vertical que simuló el peso existente en un muro central y el muro M-2, la carga existente en un muro esquinero, de una edificación real de cinco pisos de altura. Ambos muros poseían el mismo refuerzo vertical y horizontal.

Con los resultados de los ensayos se investigó las principales propiedades mecánicas de los muros. Para ello, se calculó el módulo de elasticidad, módulo de corte, rigidez, la resistencia y capacidad de deformación lateral.

De igual modo, se investigó la determinación de la forma de falla, distorsión angular máxima y factor de reducción de fuerza sísmica.

Se evaluó también el aporte del concreto y el acero de refuerzo frente a sollicitaciones simultáneas de corte, deslizamiento y flexión y se comparó con los resultados experimentales.

Finalmente, se analizó si este sistema estructural con muros de 8 cm de espesor, cumplió con las condiciones exigidas por la Norma Sismorresistente E.030 y la Norma de Concreto Armado E.060. Además, se formularon recomendaciones, conclusiones y línea futura de investigación.

ÍNDICE

	<u>PAG.</u>
CAPÍTULO 1	GENERALIDADES
1.1 Introducción	01
1.2 Antecedentes	02
1.3 Objetivos	03
1.4 Metodología	04
CAPÍTULO 2	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES
2.1 Acero de Refuerzo	05
2.1.1 Acero Dúctil	05
2.1.2 Malla Electrosoldada	10
2.2 Características del Concreto	13
2.2.1 Ensayos	15
CAPÍTULO 3	CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS DE CONCRETO DE 8 CM DE ESPESOR
3.1 Generalidades	17
3.2 Construcción de los muros	18
3.2.1 Construcción de las Vigas de Cimentación	19
3.2.2 Construcción de los Muros	21
3.2.3 Construcción de las Vigas Soleras	27

CAPÍTULO 4 ENSAYO DE LOS MUROS DE CONCRETO DE 8 CM DE ESPESOR

4.1 Objetivo	29
4.2 Actividades Previas	29
4.3 Instrumentación	31
4.3.1 Función e Importancia de cada LVDT	32
4.4 Ensayos	33
4.4.1 Aplicación de la Carga Vertical	33
4.4.1.1 Cálculo del Módulo de Elasticidad (E)	34
4.4.2 Ensayo de Carga Lateral Cíclica	38
4.4.2.1 Descripción del Comportamiento de los Muros	39
4.5 Resultados	50
4.5.1 Comportamiento Histerético	50
4.5.2 Talón de los Muros	52
4.5.3 Agrietamiento en la Zona Central	54
4.5.4 Deslizamiento	56
4.5.5 Tabulación de Resultados Máximos	58
4.5.6 Cálculo de la Rigidez Elástica (K) de los Muros	61
4.5.7 Cálculo del Módulo de Corte (G)	62
4.5.8 Cálculo del Módulo de Elasticidad (E)	65
4.6 Distorsión Máxima y Envolvente V-D	67

CAPÍTULO 5 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Resistencia a la Compresión ($f'c$)	69
5.2 Revisión de la necesidad de confinar los bordes del muro	69
5.3 Resistencias Teóricas y Falla Esperada	71
5.3.1 Resistencias Teóricas	71
a) Resistencia del Concreto a Tracción por Flexión (Vcr)	71
b) Resistencia a Fuerza Cortante aportada por el Concreto (Vc)	72
c) Resistencia Máxima al Corte (Vmc)	73
d) Resistencia Máxima a Flexión (Vmf)	75

e) Resistencia al Deslizamiento (Vds)	76
5.3.2 Predicción del Tipo de Falla Esperada	77
5.4 Comparación con los Resultados Experimentales	77
5.5 Resistencia Máxima	79
5.6 Determinación del Factor R	79
5.7 Módulo de Elasticidad (E) y Módulo de Corte (G)	81

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones	82
6.1.1 Proceso Constructivo	82
6.1.2 Comportamiento a Carga Lateral	83
6.1.3 Disposición de Espigas y Falla por Deslizamiento	84
6.1.4 Forma de Falla, Distorsión Máxima y Factor R	85
6.1.5 Efectos de la Carga Vertical	85
6.1.6 Módulo de Elasticidad (E) y Módulo de Corte (G)	86
6.2 Recomendaciones	86
6.3 Línea Futura de Investigación	87



Capítulo 1

Generalidades

1.1 Introducción

En la actualidad existe una gran demanda de vivienda en nuestro país, por lo que en los últimos años se ha promovido la construcción de viviendas de bajo costo. Estas edificaciones tienen muros de concreto armado de 10 cm de espesor y su altura varía normalmente entre cinco y siete pisos.

Estas estructuras son llamadas Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL), debido principalmente a dos razones: sus muros no poseen ningún confinamiento en sus extremos, dado que por su espesor es imposible usar estribos, y porque el refuerzo que generalmente se usa son mallas electrosoldadas de poca ductilidad. Estas dos condiciones impiden que los muros puedan desarrollar desplazamientos inelásticos importantes.

Entre sus principales características arquitectónicas tenemos que son edificaciones de poca altura (entre 5 y 7 pisos) con pisos típicos con el fin de optimizar el proceso constructivo y todos los muros son portantes. Por otro lado, entre sus desventajas, se han registrado por parte de sus usuarios problemas térmicos y acústicos.

En cuanto a sus características estructurales, presentan generalmente una platea de espesor entre 20 y 25 cm como cimentación; gran densidad y simetría en los muros, cuyos espesores varían entre 10 (espesor mínimo indicado por la Norma Peruana de Edificaciones), 12 y 15 cm; y las losas de piso son macizas con espesores de 10 y 12 cm con ensanches para permitir el paso de tuberías.



En relación a los defectos en la construcción, se ha observado la presencia de fisuras por contracción de secado del concreto y la formación de cangrejas dadas por la congestión del refuerzo y tuberías en muros y losas de poco espesor.

La presente investigación inicia el estudio del comportamiento de este tipo de sistema estructural bajo la acción simultánea de carga axial y carga lateral cíclica.

En los ensayos de los muros se utilizó el actuador dinámico para aplicar la carga lateral cíclica. Asimismo, se aplicó carga vertical con el objetivo de simular la carga axial que recibiría el muro al estar ubicado en la primera planta de una edificación para viviendas de cinco pisos de altura. Se construyeron dos especímenes que poseen el mismo refuerzo horizontal y vertical. El primer muro M-1 recibió la carga vertical correspondiente a un muro central de una edificación real mientras que el segundo muro M2 recibió carga vertical correspondiente a un muro esquinero.

1.2 Antecedentes

En nuestro país existe un gran déficit habitacional por lo que se ha convertido en una necesidad promover la construcción de viviendas económicas. Entre los periodos de Agosto del 2006 y Junio del 2010 el Estado promovió la construcción de alrededor de 33 mil viviendas en el departamento de Lima (Ref. 1); asimismo, creó programas sociales destinados a la financiación de estas viviendas, tal es el caso del programa Techo Propio.

Es a partir del año 2001 que se comenzó con la construcción de numerosos edificios de muros de 10 cm de espesor, motivado principalmente por los bajos costos del concreto, el acero y la mano de obra, con un considerable éxito. Esto trajo como resultado viviendas económicas aptas para cubrir parcialmente el déficit habitacional en el sector medio y medio-bajo (Ref. 2).

Cuando se inició la construcción de los edificios con muros de 10 cm, su diseño no estaba regulado por las Normas Peruanas de Edificaciones. Es por esto que se



formó una comisión para el estudio de normas específicas a estas edificaciones y es así que en el 2004 el sistema de muros de ductilidad limitada fue reconocido en las Normas de Diseño Sismorresistente E.030 y Concreto Armado E.060, quedando diseño y construcción reglamentados con limitaciones en el número de pisos: máximo 7 pisos, y empleando malla electrosoldada solo en los dos tercios de la altura superior.

Desde entonces y hasta la actualidad se ha continuado con la construcción de numerosas edificaciones con muros de espesor de 10 cm de forma satisfactoria.

Es importante mencionar que en Colombia ya se construyen edificios con muros de 8 cm de espesor con resultados exitosos en la colocación, compactación y control de los defectos superficiales del concreto.¹

Por otro lado, la ingeniería peruana ha venido acumulando experiencias importantes en el análisis y diseño de edificios de muros delgados. Esta experiencia sumada a los conocimientos en el diseño de muros de concreto armado convencional hace factible el estudio de los muros de menor espesor.

1.3 Objetivos

La presente investigación tiene como objetivo iniciar el estudio de los muros de concreto de 8 cm de espesor con el fin de utilizarlos en edificios de poca altura (hasta 5 pisos) y que a su vez tengan el mismo nivel de seguridad estructural que el correspondiente a los edificios con muros de 10 cm.

Se analizarán los tipos de fallas que se producen en los muros con el fin de identificar los problemas estructurales que presentan y tener un entendimiento más claro de su comportamiento.

¹ Ing. Alejandro Muñoz, conversación personal.



1.4 Metodología

La metodología utilizada en la investigación constó de los siguientes pasos:

- 1.- Diseño de los muros.
- 2.- Construcción de los muros.
 - 2.1.- Construcción de las vigas de cimentación.
 - 2.2.- Construcción de los muros.
 - 2.2.1.- Elaboración de probetas de concreto.
 - 2.3.- Construcción de la viga de transferencia.
- 3.- Definición de las fases del ensayo así como de la instrumentación.
- 4.- Ensayo de los materiales
 - 4.1.- Ensayo de las varillas de acero y malla electrosoldada.
 - 4.2.- Ensayo de las probetas de concreto.
- 5.- Ensayo del muro sometido a cargas de un muro central real M-1.
- 6.- Ensayo del muro sometido a cargas de un muro esquinero real M-2.
- 7.- Interpretación de resultados.
- 8.- Elaboración del informe.



Capítulo 2

Propiedades de los Materiales

2.1 Acero de Refuerzo

El concreto es un material que no puede resistir esfuerzos de tracción y es por ello que se usa acero como refuerzo capaz de soportar estos esfuerzos. Esto es posible principalmente por la adherencia que existe entre el concreto y el acero, sin que se produzca deslizamiento entre los dos materiales (Ref. 8).

El refuerzo usado en esta investigación fue acero convencional (ASTM A615) para los extremos del muro, espigas dúctiles y mallas electrosoldadas como refuerzo central en los muros.

2.1.1 Acero ASTM A615

El acero dúctil corrugado que se produce en el Perú es Acero Grado 60, fabricado por las empresas Aceros Arequipa y SiderPerú (foto 2.1)



Foto 2.1. Acero Corrugado de Grado 60 (fuente:

<http://www.normaco.com.pe/productos/aceros/aceros-arequipa>)



El acero corrugado debe cumplir con determinadas características descritas en la Norma de Concreto Armado E.060 y en la ASTM A615. En la tabla 2.1 se presenta las normas que el acero debe cumplir según Norma E.060.

Tabla 2.1. Normas que deben cumplir los Aceros Peruanos

Norma	Especificación
Norma Peruana Itintec 341.031-A-42	Acero Grado 60 Convencional
Norma ASTM A615	Acero Grado 60 Convencional (EMDL)
Norma ASTM A706	Acero de baja aleación, soldable. Grado 60

En los edificios con muros de ductilidad limitada (EMDL), el acero que se utiliza es el Acero Grado 60, bajo la Norma ASTM A615, sus principales características se muestran en la tabla 2.2 (Ref. 2).

Tabla 2.2. Características Generales del Acero A615 fabricado en Perú.

Característica	Valor		ASTM A615
Límite de Fluencia mínimo (fy)	4200 kg/cm ²		Cumple
Resistencia a la Tracción mínima (fu)	6300 kg/cm ²		Cumple
Módulo de Elasticidad (E)	2000000 kg/cm ²		No especifica
Deformación en el inicio de la Fluencia (εy)	0.0021		No especifica
Alargamiento de Rotura mínimo	Diámetro	Elongación mínima de Rotura	Cumple
	3/8", 1/2", 5/8" y 3/4"	9%	
	1"	8%	
	1 3/8"	7%	

Ensayos

A continuación se presentan los resultados de los ensayos a tracción del acero realizados en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP. Se ensayaron dos



muestras de acero de $\frac{3}{4}$ " de diámetro (tabla 2.3), usado como refuerzo en las vigas de cimentación; acero de 8 mm de diámetro (tabla 2.4), usado como espigas diseñadas para evitar la falla por deslizamiento; y, acero de 12 mm de diámetro (tabla 2.5), usado como refuerzo en los extremos de los muros. En las tablas 2.3 a 2.5 se indican los valores de esfuerzo de fluencia, rotura y elongación obtenidas.

En el gráfico 2.1 se presenta la variación esfuerzo-desplazamiento para una barra de $\frac{3}{4}$ ", resultado del ensayo de tracción:

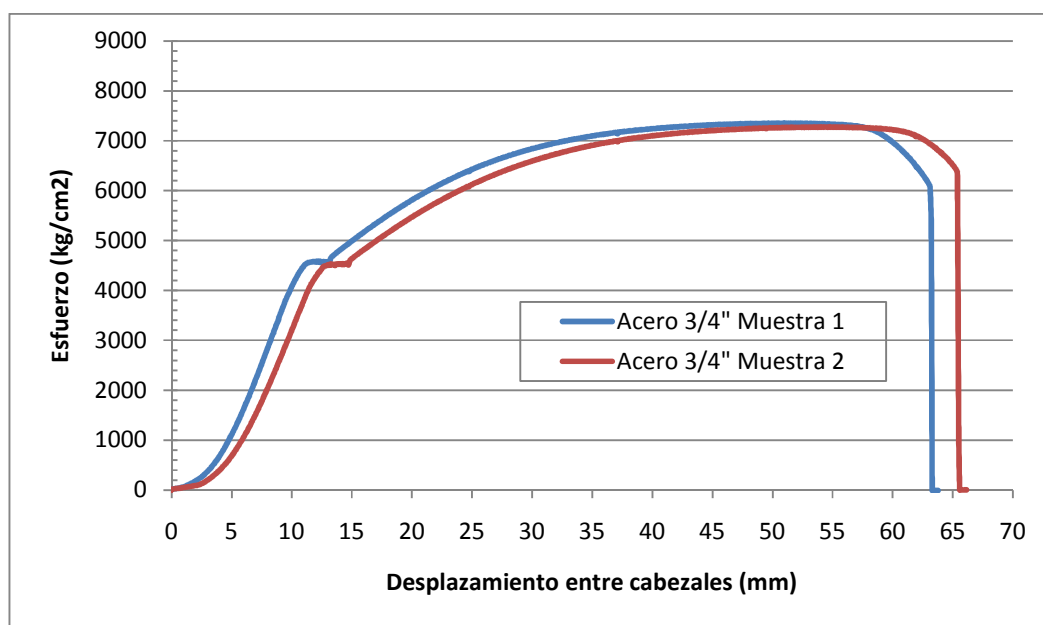


Gráfico 2.1: Diagrama Esfuerzo-Desplazamiento de barras de $\frac{3}{4}$ " de diámetro

Tabla 2.3: Resultados del Ensayo de Tracción de barras de $\frac{3}{4}$ " de diámetro

Acero de $\frac{3}{4}$ "	σ_{Fluencia} (kg/cm ²)	σ_{Rotura} (kg/cm ²)	f_u/f_y	Elongación (%)
Muestra 1	4565	7307	1.60	16
Muestra 2	4523	7280	1.61	15
Promedio	4540	7290	1.61	15.5



En el gráfico 2.2 se presenta el gráfico esfuerzo-desplazamiento para una barra de $\Phi 8$ mm, resultado del ensayo de tracción:

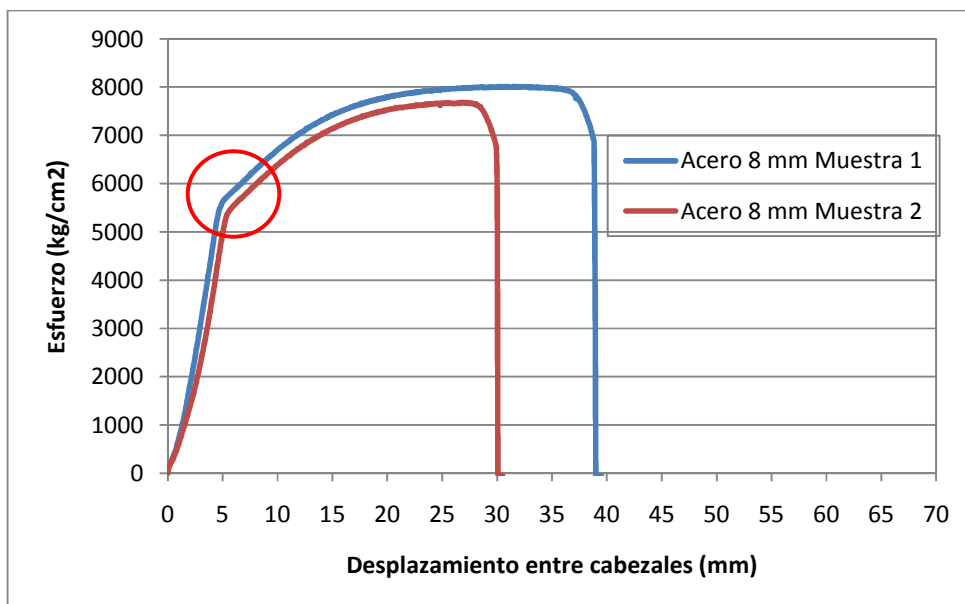


Gráfico 2.2: Diagrama Esfuerzo-Desplazamiento de barras de 8 mm de diámetro

Del gráfico 2.2 se puede apreciar que el acero PRODAC de 8 mm no tiene plataforma de fluencia y su comportamiento fue similar al acero estirado en frío (trefilado). En la tabla 2.4 se presenta los esfuerzos de fluencia de ambas muestras estimados en el punto de cambio de comportamiento de la curva en la gráfica 2.2.

Tabla 2.4: Resultados del Ensayo de Tracción de barras de 8 mm de diámetro

Acero 8 mm	σ_{Fluencia} (kg/cm ²)	σ_{Rotura} (kg/cm ²)	f_u/f_y	Elongación (%)
Muestra 1	5708	8014	1.40	13
Muestra 2	5499	7685	1.40	6.5
Promedio	5600	7850	1.40	9.75

En la gráfico 2.3 se presenta la variación esfuerzo-desplazamiento para una barra de 12 mm, resultado del ensayo de tracción:

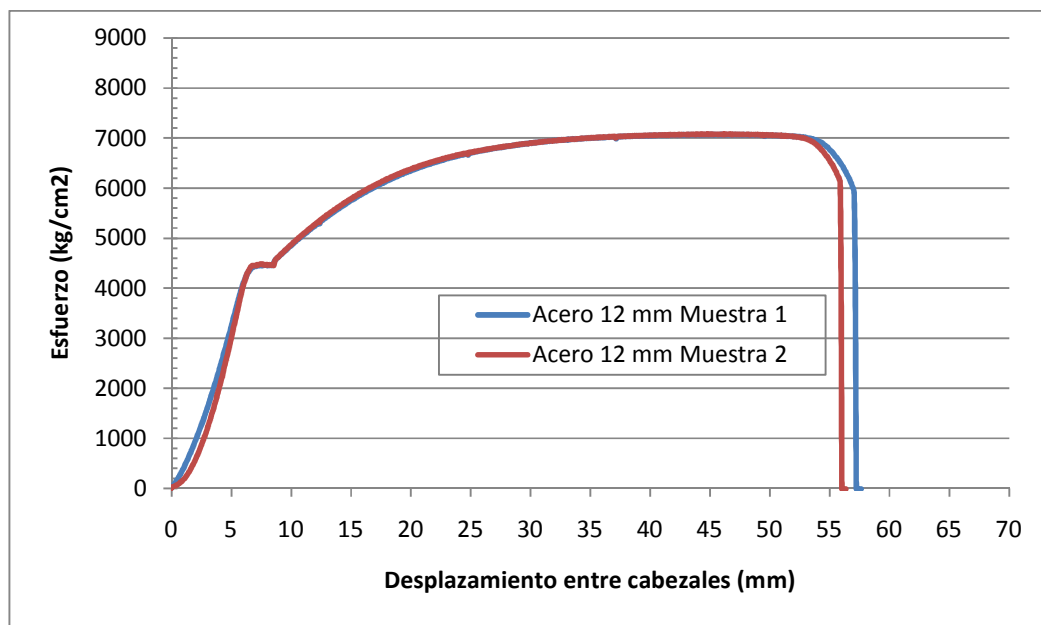


Gráfico 2.3: Diagrama Esfuerzo-Desplazamiento de barras de 12 mm de diámetro

Tabla 2.5: Resultados del Ensayo de Tracción de barras de 12 mm de diámetro

Acero 12 mm	σ_{Fluencia} (kg/cm ²)	σ_{Rotura} (kg/cm ²)	f_u/f_y	Elongación (%)
Muestra 1	4448	7075	1.59	16.5
Muestra 2	4462	7082	1.59	16.5
Promedio	4460	7080	1.59	16.5

Los resultados de los ensayos de tracción a las muestras de acero de 3/4" y 12 mm presentan un esfuerzo de fluencia superior a 4200 kg/cm² en alrededor de 8% y la muestra de 8 mm tiene un esfuerzo de fluencia (estimado) superior en alrededor de 33%. Es importante recalcar que esta muestra, a diferencia del acero de 3/4" y 12 mm de diámetro, no presentó plataforma de fluencia y su comportamiento fue propio del acero trefilado. Todos los valores del esfuerzo de rotura (kg/cm²) superan a 6300 kg/cm², lo cual cumple con lo indicado en la Norma ASTM A615 Grado 60, y son 53% mayores que el esfuerzo de fluencia.



Finalmente, el promedio de elongación de todas las muestras ensayadas cumple con el requisito exigido por la norma ASTM 615.

2.1.2 Malla Electrosoldada

Las mallas electrosoldadas se utilizaron como refuerzo prefabricado para el concreto. La reducción en la ductilidad es debido a que son sometidas a un proceso de estiramiento en frío (trefilado). Estas barras pueden ser lisas o corrugadas. Actualmente son fabricadas por PRODAC (Foto 2.2):



Foto 2.2: Malla Electrosoldada (fuente: <http://www.prodac.com.pe>)

Las mallas electrosoldadas deben cumplir con lo indicado en las normas ASTM: A82, A184, A185, A496 y A497. Sus principales características están presentadas en el artículo 3.5 de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060 y en el artículo 3.5 del ACI-02. En la tabla 2.6 se muestra las características que debe tener el alambre corrugado trefilado utilizado para la fabricación de mallas electrosoldadas, según la norma ASTM A496.

Tabla 2.6: Características del Alambre Corrugado Trefilado según ASTM A496

Característica	Valor
Límite de Fluencia mínimo (f_y)	4900 kg/cm ²
Resistencia a la Tracción mínima (f_u)	5600 kg/cm ²
Elongación a la rotura	Valor no especificado



Ensayos

A continuación se presentan los resultados de los ensayos a tracción de la malla electrosoldada realizados en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP. Se ensayaron dos muestras de malla QE-188 de 6 mm de diámetro (gráfico 2.4), usado como refuerzo central en los muros. En la tabla 2.7 se indican los valores del esfuerzo de fluencia nominal, rotura y elongación.

Para la realización del ensayo una muestra incluía una porción de soldadura (muestra A) y la otra muestra empleada era un tramo sin soldadura (muestra B), como se puede apreciar en la foto 2.3:

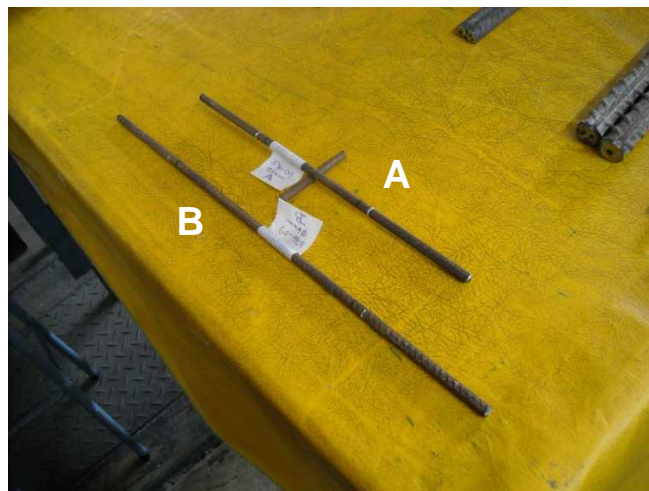


Foto 2.3: Muestras de Malla Electrosoldada

En el gráfico 2.4 se presenta la variación esfuerzo-desplazamiento para la malla electrosoldada QE-188, resultado del ensayo de tracción:

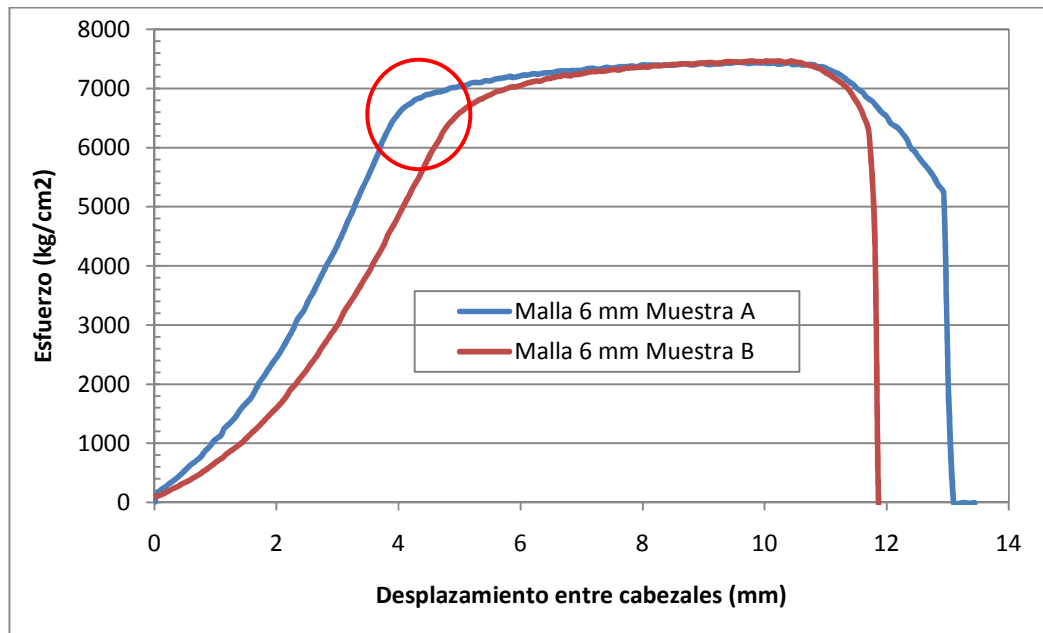


Gráfico 2.4: Diagrama Esfuerzo-Desplazamiento de Malla QE-188 de 6mm de diámetro

El gráfico 2.4 muestra diagramas de esfuerzo-desplazamiento globales por lo que no se puede calcular el esfuerzo de fluencia al 0.35% de deformación unitaria como se indica en la Norma E.060. Los valores presentados fueron estimados en el punto de cambio de comportamiento de la curva de ambas muestras.

Tabla 2.7: Resultados del Ensayo de Tracción de Malla de 6 mm de diámetro

Malla Electrosoldada 6mm	σ_{Fluencia} (kg/cm ²)	σ_{Rotura} (kg/cm ²)	Elongación (%)
Muestra 1	6852	7447	2.5
Muestra 2	6682	7468	4.5
Promedio	6770	7460	3.5

Los resultados de los ensayos de tracción a la malla presentaron un esfuerzo de fluencia nominal superior a 4900 kg/cm² en alrededor de 38%. Todos los valores del esfuerzo de rotura (kg/cm²) superaron a 5600 kg/cm². Es importante mencionar que la Norma Peruana indica que el f_y de diseño siempre es 4200 kg/cm².



Como era de esperarse, los resultados de elongación de la malla electrosoldada fueron pequeños en comparación con los de acero dúctil, obteniéndose un valor de 3.5% en promedio.

A continuación, en el gráfico 2.5, se presenta una comparación de la variación esfuerzo-desplazamiento entre el acero dúctil de 12 mm y la malla electrosoldada de 6 mm. Como se mencionó anteriormente, la malla electrosoldada es mucho menos dúctil que el acero ASTM A615 pero alcanza valores de esfuerzo superiores que éste y no presenta una plataforma de fluencia.

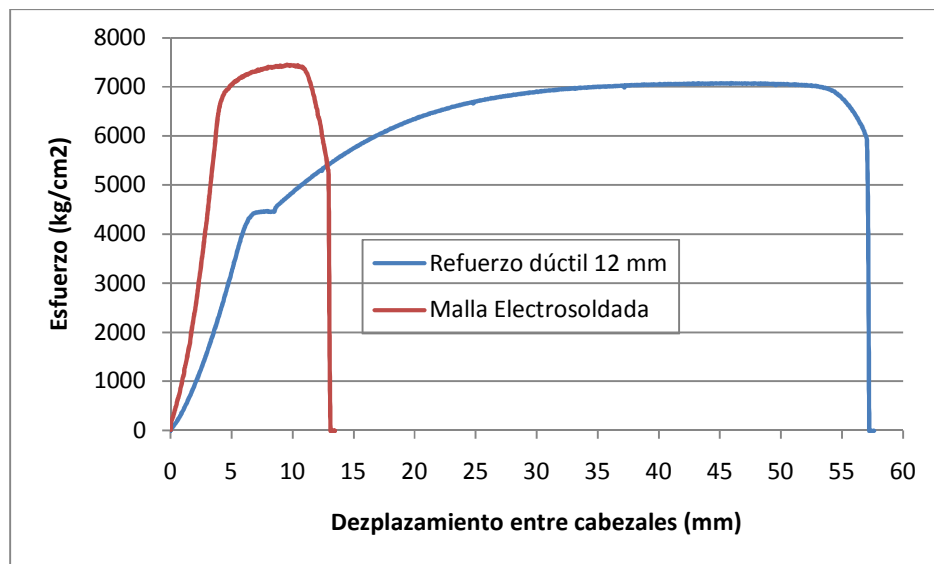


Gráfico 2.5: Diagrama Comparativo Esfuerzo-Desplazamiento entre Acero Dúctil y Malla Electrosoldada.

2.2 Características del Concreto

El concreto es un material compuesto en su forma más simple por cemento, agua y agregados. Posee una alta resistencia en compresión ($f'c$), pero su resistencia a la tracción es baja por lo que generalmente es despreciada.

El concreto es un material con aceptación universal debido a las múltiples ventajas que presenta, tales como su durabilidad, economía y es idóneo para funciones



estructurales y arquitectónicas. Por otro lado, puede agrietarse debido a esfuerzos de tracción, contracción de fragua o efectos de temperatura.

Para muros EDML, cuyos espesores varían entre 10 y 12 cm, se necesitan mezclas de concreto de propiedades especiales de resistencia, durabilidad y trabajabilidad, siendo esta última muy importante.

En la presente investigación se utilizó el mismo concreto rheoplástico que se utiliza en obras reales. Este concreto se define como un concreto fluido con un asentamiento de por lo menos 200 mm, que fluye fácilmente, y que al mismo tiempo no produce segregación y con la misma proporción agua-cemento a la del concreto sin aditivo y sin asentamiento (25 mm) (Ref. 10).

En las tablas 2.8 y 2.9 se presenta la información de los componentes del concreto proporcionado por UNICON.

Tabla 2.8: Componentes y procedencia del Concreto Rheoplástico

Componentes	Procedencia
Cemento Tipo 1	Cementos Lima
Agua	Planta San Juan
Agregado Fino ASTM C-33	Cantera Jicamarca
Agregado Grueso ASTM C-33	Cantera Jicamarca
Polyheed 770 R	BASF
Rheobuild 1000	BASF

Tabla 2.9: Control en Estado Fresco

Control en Estado Fresco				
Prueba	Norma	Prueba1	Prueba 2	Prueba 3
Slump (pulg)	ASTM C143	9 ½	9 ¾	9 ½
Contenido de aire (%)	ASTM C231	2.60	2.30	2.50
Peso Unitario (kg/m³)	ASTM C138	2362	2400	2327

A continuación se presenta una breve descripción de los aditivos usados en el concreto:



El aditivo Polyheed 770 RI, tipos B y D, ASTM C-494, es un aditivo retardante inicial, reductor de agua de medio rango y libre de cloruros. Tiene como finalidad reducir el contenido de agua para lograr el revenimiento recomendado, reducir la contracción en estado plástico e incrementar la resistencia a compresión y flexión en todas las edades.

Así mismo, el aditivo Rheobuild 1000, tipos A y F, ASTM C-494, es un aditivo súper plastificante reductor de agua de alta actividad, formulado para elevar el poder plastificante, mejorar las resistencias iniciales y finales, así como para mejorar la impermeabilidad y durabilidad del concreto (Ref. 10).

El concreto, así como los materiales que lo integran, deben cumplir con lo indicado en el capítulo 3 de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060. Las Normas Técnicas Peruanas (NTP), las normas ASTM y las normas AWS son consideradas parte de la Norma Peruana

2.2.1 Ensayos

A continuación se presentan los resultados de los ensayos a compresión de las probetas realizados en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP. Se ensayaron en total seis probetas a las edades de 7, 14 y 28 días, dos probetas por cada edad. La resistencia a la compresión especificada para los muros fue $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$.

En las tablas 2.10, 2.11 y 2.12 se presentan los resultados del ensayo a compresión para las probetas a la edad de 7, 14 y 28 días, respectivamente:



Tabla 2.10: Resultado del Ensayo de Compresión a probetas de concreto a 7 días de edad

Probeta	Diámetro (cm)		D _{prom} (cm)	Área (cm ²)	Carga Máxima		f'c (kg/cm ²)
	D1	D2			KN	Kg	
1C	15.21	15.22	15.215	181.82	313	31916	176
2C	15.18	15.33	15.255	182.77	307	31264	171
					Promedio		174

Tabla 2.11: Resultado del Ensayo de Compresión a probetas de concreto a 14 días de edad

Probeta	Diámetro (cm)		D _{prom} (cm)	Área (cm ²)	Carga Máxima		f'c (kg/cm ²)
	D1	D2			KN	Kg	
1C	15.21	15.22	15.215	181.82	330	33598	185
2C	15.18	15.24	15.21	182.70	321	32721	180
					Promedio		183

Tabla 2.12: Resultado del Ensayo de Compresión a probetas de concreto a 28 días de edad

Probeta	Diámetro (cm)		D _{prom} (cm)	Área (cm ²)	Carga Máxima		f'c (kg/cm ²)
	D1	D2			KN	Kg	
1C	15.34	15.24	15.29	183.61	383	39062	213
2C	15.32	15.44	15.38	185.78	373	37971	204
					Promedio		208

Como se puede apreciar, la resistencia a la compresión del concreto supera la resistencia especificada para los muros ($f'c=175 \text{ kg/cm}^2$) desde la edad de 7 días, y a la edad de 28 días, supera a la resistencia de diseño o especificada en alrededor de 19%.



Capítulo 3

Construcción de los Muros de Concreto de 8 cm de espesor

3.1 Generalidades

El uso de muros delgados como sistema estructural en edificaciones destinadas a viviendas de interés social, podría contribuir a facilitar el proceso constructivo y permitir la construcción a menor precio.



Foto 3.1: Edificios de muros delgados (fuente: Construcción de Muros delgados. Ángel San Bartolomé)

Los edificios con muros delgados de 10 cm de espesor se vienen construyendo en Lima desde el 2001, por lo que la introducción en el mercado de la construcción de una nueva alternativa, como son los muros de concreto de 8 cm de espesor para edificios de poca altura (hasta 5 pisos) con el propósito de reducir costos, resulta interesante.



3.2 Construcción de los Muros

La construcción de los muros se dividió en tres partes:

- Construcción de las vigas de cimentación.
- Construcción de los muros.
- Construcción de las vigas soleras.

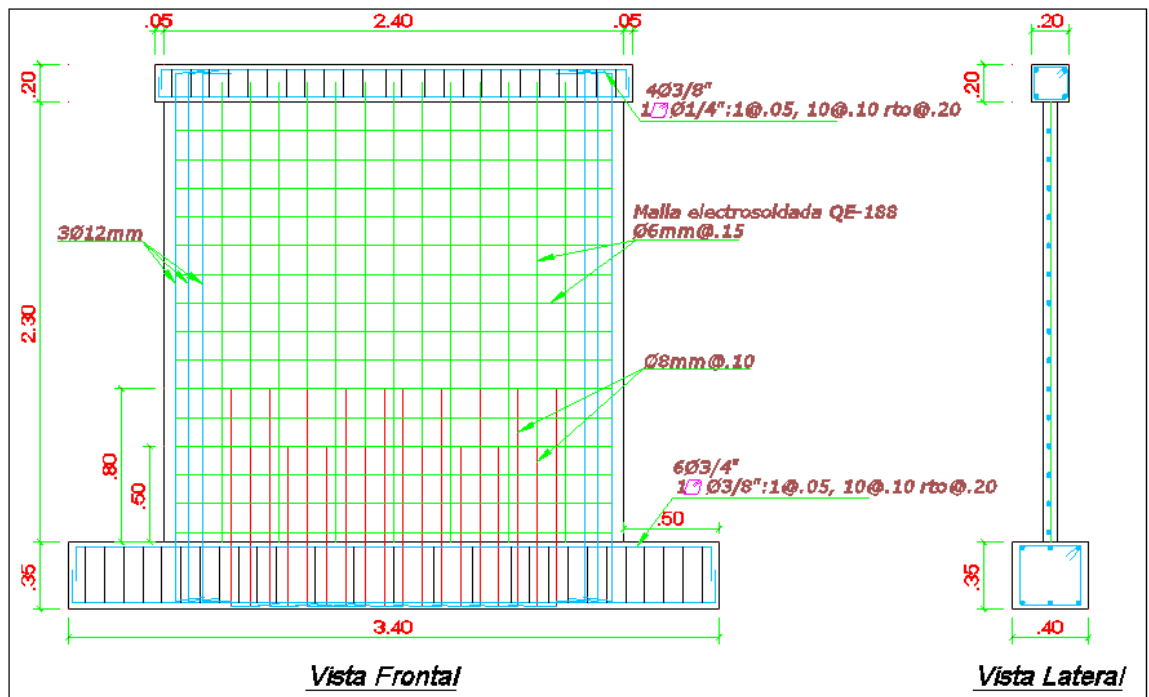
Los muros no presentaron ninguna diferencia en el refuerzo usado. La diferencia radicó en los ensayos, específicamente en la carga vertical aplicada durante el ensayo. El muro M-1 simuló un muro central ubicado en el primer nivel, por lo que soportó más carga vertical que el muro M-2, el cual simuló un muro esquinero también ubicado en la primera planta de un edificio para viviendas de cinco pisos.

La construcción de las vigas fue realizada por el personal del Laboratorio de estructuras de la PUCP, en tanto que los muros y la viga solera estuvieron a cargo de un maestro de obra calificado.

El diseño de los muros se presenta en el plano 3.1. Se usaron espigas de $\Phi 8\text{mm}@10\text{ cm}$ como refuerzo para evitar la falla por deslizamiento y también, para traslapar al refuerzo vertical de la malla electrosoldada. Su longitud fue de 50 y 80 cm alternadamente para evitar un plano de falla provocado por la fuerza cortante.



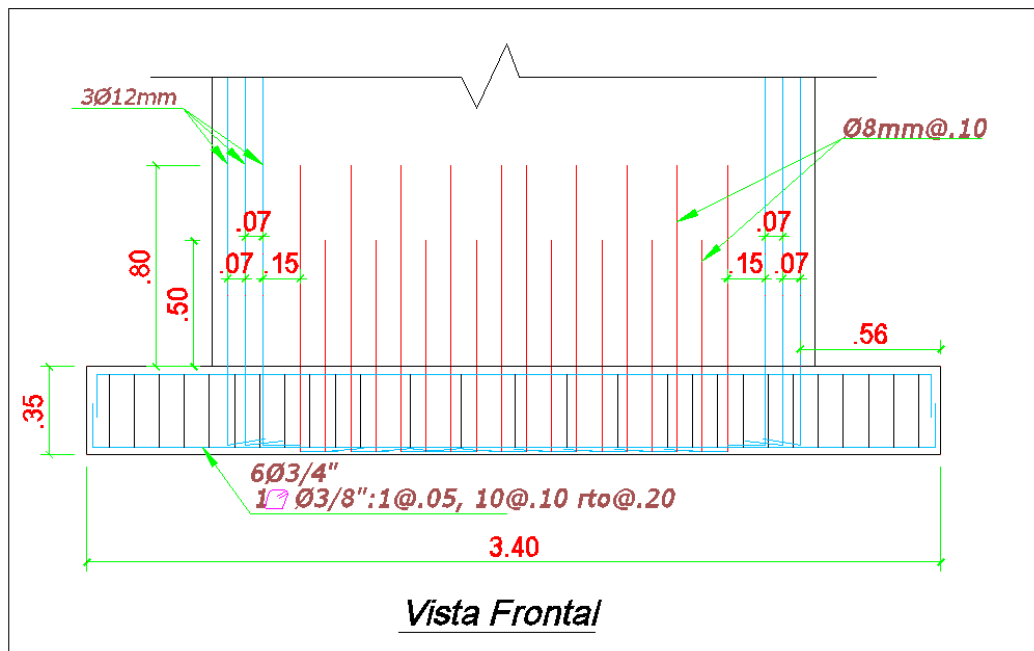
Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm de espesor



Plano 3.1: Diseño del muro M-1 y M-2

3.2.1 Construcción de las Vigas de Cimentación

Las vigas de cimentación (Plano 3.2) tuvieron dimensiones de 340 cm de largo, 40 cm de ancho y 35 cm de peralte. En estas vigas ancla el refuerzo de los extremos de los muros (12 mm) y las espigas (8 mm).



Plano 3.2: Diseño de la viga de Cimentación

El proceso constructivo fue el siguiente:

Se encofró el fondo y los costados de la viga y se pasó a colocar el acero de refuerzo de la viga.

Para lograr los 2.5 cm de espesor que debía tener el recubrimiento del refuerzo usado en la viga de cimentación, se utilizó dados de concreto fabricados en el Laboratorio. Una vez finalizado el armado del acero de la viga, la armadura fue colocada en el encofrado, sobre los dados y se instaló dos tubos de PVC, cuyo fin fue dejar espacios que sirvieron como puntos de izaje y traslado. Seguidamente, se inició la habilitación de las espigas, las cuales tenían dos alturas distintas, 80 y 50 cm.

Luego de terminar la habilitación del refuerzo, se inició el vaciado del concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (foto 3.2) y finalizado este proceso, se procedió a rayar la superficie para mejorar la adherencia de concreto nuevo con el concreto viejo.



Foto 3.2: Encofrado y Vaciado del Concreto. Viga de Cimentación

Al siguiente día del vaciado, se desencofraron las vigas y éstas fueron cubiertas con mantas de yute, humedecidas constantemente, para poder obtener un buen curado, que fue realizado por cinco días consecutivos.

3.2.2 Construcción de los Muros

Los muros (plano 3.1) tuvieron dimensiones de 240 cm de largo, 230 cm de alto y 8 cm de espesor. El proceso constructivo fue el siguiente:

Se habilitó la malla electrosoldada considerando que una altura de 10 cm quede dentro de la viga solera. El refuerzo horizontal fue doblado en forma de gancho a 180°, de tal forma que rodee al refuerzo vertical de 12 mm de diámetro.

Para el encofrado de los muros se utilizó Encofrados Metálicos FORSA, que fueron armados por personal capacitado enviado por la misma empresa.

Las actividades previas al inicio del encofrado fueron la limpieza de la superficie de la viga de cimentación y la colocación de los separadores de malla y dados de concreto para poder darle el recubrimiento de 2 cm y poder lograr el espesor de 8 cm del muro. Otro procedimiento previo fue cubrir con una capa de desmoldante



Chema Lac a las caras de las formaletas que iban a estar en contacto con el concreto, para facilitar el desencofrado y obtener una mejor calidad de acabado.

Los accesorios usados en los encofrados fueron formaletas fabricadas en láminas de aleación de aluminio. Fueron colocadas sobre la viga de cimentación y por cada frente de muro se utilizó tres formaletas, las cuales fueron unidas mediante pasadores y cuñas.

A continuación, se empleó otros accesorios denominados corbatas, que están hechas de acero de carbono, para sujetar y separar los paneles de acuerdo al espesor del muro. Son colocados en las uniones de las formaletas a lo largo de toda la altura del muro, separados cada 30 cm.

Luego, se usó portalineadores que son sujetados por un pasador y cuña cada uno y encima de cada par de estos se colocó un ángulo de acero para alinear y ajustar las formaletas. Se utilizan cuatro portalineadores y dos ángulos en cada frente de muro (foto 3.3).

Simultáneamente al aplomado, se colocaron listones de madera para servir de apuntalamiento a los encofrados metálicos.

Finalmente, se revisó si los tableros estaban correctamente aplomados y alineados, y se taponeó la base del encofrado para evitar que escape la mezcla.

En la foto 3.3 se aprecia el encofrado terminado.



Foto 3.3: Muros Encofrados.

El concreto rheoplástico, con aditivos ($f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$), fue preparado en un mixer de UNICON. El concreto fue vaciado desde una altura de 2.30 m y la compactación de la mezcla fue realizada con una vibradora. Externamente se vibró golpeando la parte inferior de los paneles con un martillo de goma, debido a que esta zona es crítica y es allí donde se producen cangrejas y segregación del concreto. La única diferencia con un sistema real fue que el vaciado se realizó utilizando carretillas y latas en lugar de emplear bomba.

Paralelamente al vaciado, se utilizó el Cono de Abrahms (foto 3.4) para medir el slump, 9 ½ pulgadas, y se prepararon seis probetas estándar para evaluar la resistencia a compresión del concreto (foto 3.5).



Foto 3.4: Medición del Slump.



Foto 3.5: Probetas para Ensayo a Compresión.

A pesar del taponeamiento que se hizo en la base del muro, se observó una ligera fuga de la pasta de cemento (foto 3.6).



Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm de espesor



Foto 3.6: Liger fuga de la lechada del concreto.

Se pudo observar que se produjeron cangrejas sobre todo en los talones y base del muro, a una altura menor de 20 cm, como se aprecia en la foto 3.7 y foto 3.8.



Foto 3.7: Cangrejas en los Muros.



Foto 3.8: Cangrejas en los muros.

Es importante mencionar que si bien en el laboratorio se controló al máximo las condiciones de colocación, vibrado y compactación del concreto, aparecieron cangrejas. Esto lleva a reflexionar sobre cómo este problema podría presentarse en obra, en donde no hay un control de calidad tan estricto ni mano de obra calificada. La influencia de las cangrejas en la resistencia del concreto todavía no ha podido ser cuantificada por lo que es imprescindible realizar un adecuado seguimiento en la colocación en obra del concreto.

El curado se realizó con mantas de yute, esparciendo a razón de una vez al día agua sobre la estructura y dejando que quede impregnada en la manta, para que proporcione una humedad constante sobre las caras del muro. El curado fue realizado por siete días consecutivos.

Luego del curado, personal de UNICON realizó una visita para observar el acabado y las cangrejas de los dos muros. Si bien restaron importancia a las cangrejas de ambos muros, se decidió su reparación antes de que la mezcla cumpla los 28 días de edad.

Para la reparación se procedió a limpiar y picar ligeramente la superficie dañada para luego aplicar epóxico Sikadur y mortero, que contenía una mezcla de



cemento y arena gruesa con proporción volumétrica 1:3. Este procedimiento fue realizado con ayuda del personal del Laboratorio PUCP.

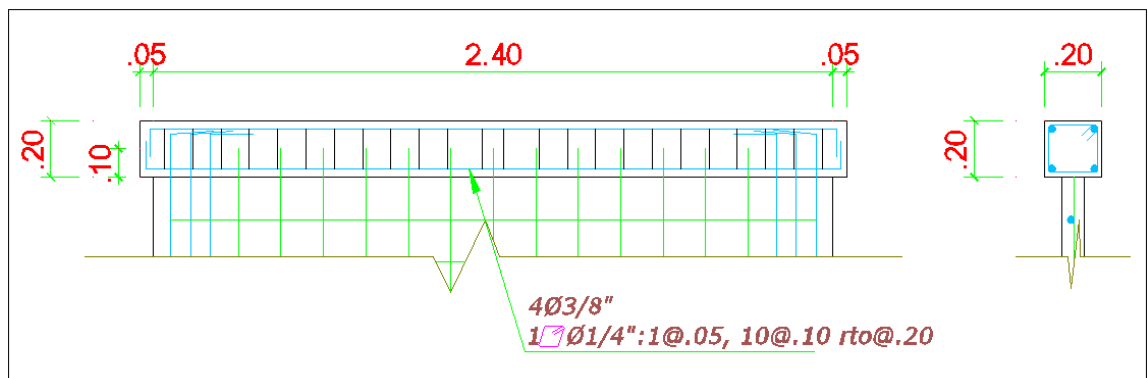
En la foto 3.9 se presenta el acabado final luego de la reparación de las cangrejas en la base de los muros.



Foto 3.9: Reparación de las cangrejas.

3.2.3 Construcción de las Vigas Soleras

Las vigas soleras (Plano 3.3) tuvieron dimensiones de 250 cm de largo, 20 cm de ancho y 20 cm de peralte.



Plano 3.3: Diseño de la Viga Solera



Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm de espesor

El proceso constructivo fue similar al de la viga de cimentación, se encofró y se habilitó el refuerzo de la viga y se utilizaron dados de concreto para lograr el recubrimiento. A continuación se vació el concreto de $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ y el curado fue durante cinco días consecutivos.



Capítulo 4

Ensayo de los Muros de Concreto de 8 cm de espesor

4.1 Objetivo

La realización del ensayo de carga lateral cíclica, tuvo como objetivo iniciar el estudio del comportamiento sísmico de los muros de concreto de 8 cm de espesor con una carga vertical constante, que simula el peso existente en un edificio de viviendas de cinco pisos para un muro central y un muro esquinero.

Con los resultados obtenidos se investiga las propiedades mecánicas de los muros. Para ello, se calcula el módulo de elasticidad (E), el módulo de corte (G), rigidez (K), la resistencia y la capacidad de deformación lateral.

De igual manera, se busca identificar los problemas estructurales que presentan y las zonas más críticas frente a sollicitaciones de gravedad y sismo, así como la determinación de la forma de falla, distorsión angular máxima y factor de reducción de fuerza sísmica.

Finalmente, se desea conocer si este sistema estructural con muros de 8 cm de espesor, cumple con las condiciones que exigen la Norma Sismorresistente E.030 y la Norma de Concreto Armado E.060.

4.2 Actividades previas

Culminada la preparación del equipo y estructuras necesarias para el ensayo de carga lateral cíclica y carga vertical, por parte del personal del Laboratorio de



Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm de espesor

Estructuras de la PUCP, y cumplido el periodo de curado de 28 días de ambos muros, se procedió a transportar los muros a la zona de ensayo usando el puente grúa del laboratorio (foto 4.1). Para nivelar el muro se aplicó, en la base de la viga de cimentación, capping de yeso (foto 4.2). En la foto 4.3 se muestra el montaje de los dispositivos mecánicos para el ensayo de los muros.

En la foto 4.4 puede apreciarse una vista global de los dispositivos utilizados durante el ensayo.



Foto 4.1: Transporte del muro.



Foto 4.2: Aplicación de Capping



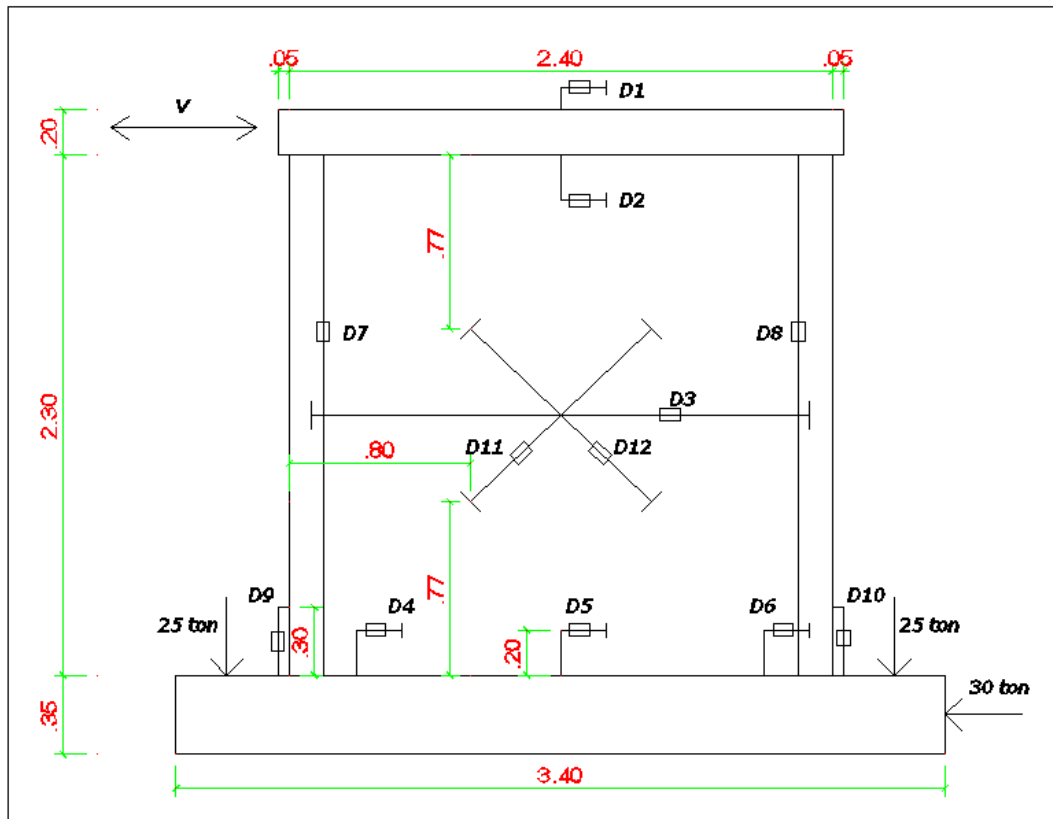
Foto 4.3: Preparación del muro



Foto 4.4: Muro listo para ser ensayado

4.3 Instrumentación

Para el estudio del comportamiento de los muros ante las cargas aplicadas, se utilizaron doce LVDT en ambos muros. Su ubicación se muestra en el plano 4.1.



Plano 4.1: Plano de Instrumentación para los ensayos

4.3.1 Función e importancia de cada LVDT

LVDT D1: Registra los desplazamientos a la altura de la viga solera. Es importante porque en esta viga se encuentra el actuador dinámico que aplica la carga lateral. Con la información de este LVDT se puede calcular la rigidez del muro. Asimismo, permite controlar los desplazamientos realizados en cada fase del ensayo.

LVDT D2: Registra los desplazamientos relativos a la altura de la unión del muro con la viga solera y la interacción entre sí. Asimismo, detecta posibles deslizamientos de la solera sobre el muro.

LVDT D3: Ubicado en la altura media del muro, permite medir el desplazamiento relativo entre dos puntos cuando aparece el fisuramiento diagonal debido a la fuerza cortante.



LVDT D4, D5 y D6: Detectan los desplazamientos relativos entre la viga de cimentación y el muro, lo que permite poder estudiar su interacción. Así mismo, son importantes porque permite observar si es que se produce falla por deslizamiento.

LVDT D7 y D8: Ubicados en los extremos de los muros, permiten obtener los desplazamientos verticales que se produce por la aplicación de la carga vertical. Con ellos, es posible calcular el módulo de elasticidad del muro (E).

LVDT D9 y D10: Están ubicado en los talones del muro en cada lado del muro y miden los desplazamientos verticales que se producen en estos. Son importantes porque los talones son las zonas más esforzadas y, por tanto, estos pueden llegar a triturarse.

LVDT D11 y D12: Ubicados en las diagonales del muro, permiten conocer los desplazamientos diagonales. También permiten estudiar el grado de agrietamiento por corte. Finalmente, con la información registrada se puede calcular el módulo de corte del muro (G).

4.4 Ensayos

El ensayo fue realizado en dos etapas, la primera consistió en la aplicación de la carga vertical y la segunda en la aplicación de la carga lateral cíclica.

4.4.1 Aplicación de la Carga Vertical

La carga vertical aplicada simuló la sollicitación de gravedad que soportaría un muro central (M-1) y un muro esquinero (M-2) existentes en un edificio de mediana altura (5 pisos). La tabla 4.1 resume las cargas aplicadas.



Tabla 4.1: Cargas Verticales Aplicadas

Combinaciones	P1-Muro M-1 (ton)	P2- Muro M-2 (ton)	σ_u (kg/cm²)
1.4CM + 1.7CV	17.52	8.64	9.0
1.25(CM + CV)+ S	15.44	7.61	8.0

En el muro M-1 se aplicó la carga vertical de 17.52 ton, proveniente de la combinación de cargas de gravedad para verificar esta combinación. Luego se disminuyó la carga vertical a 15.44 ton (proveniente de la combinación de cargas de gravedad más sismo), esta carga se mantuvo constante durante el ensayo de carga lateral cíclica.

De igual manera, en el muro M-2 se aplicó la carga vertical de 8.64 ton, proveniente de la combinación de cargas de gravedad, para verificar esta combinación exigida por la Norma Peruana. Luego se disminuyó la carga vertical a 7.61 ton (proveniente de la combinación de cargas de gravedad más sismo), esta carga se mantuvo constante durante el ensayo de carga lateral cíclica.

El esfuerzo último fue calculado como el cociente de la carga de gravedad última y el área de corte (240 x 8 cm).

La velocidad del ensayo de carga vertical fue de 2 toneladas por minuto.

4.4.1.1 Cálculo del Módulo de Elasticidad (E)

En la tabla 4.1 se aprecia que el esfuerzo varía entre 8 y 9 kg/cm², esto representa aproximadamente el 5% de la resistencia a la compresión del concreto ($f'_c = 208$ kg/cm²). Al ser los valores del esfuerzo tan bajos, esto lleva a concluir que no se podrá calcular el módulo de elasticidad ya que el resultado se encuentra fuera del rango de precisión de los LVDT (0.05 mm). A continuación se presenta el cálculo



del módulo de elasticidad como verificación mas los resultados no deben ser considerados como representativos.

De la información obtenida de los LVDT D7 y D8, que son los instrumentos que registraron en los desplazamientos verticales, se calculó el módulo de elasticidad usando la relación carga vertical versus desplazamiento (gráficos 4.1 y 4.2).

En las gráficas 4.1 y 4.2 se observa que el LVDT D7 registró mayor desplazamiento vertical que el LVDT D8, esto podría atribuirse a que en la base donde estaba D7 había más cangrejas que en la base donde estaba D8. De esta manera, para el cálculo de "E", solo se utilizó el desplazamiento de D7 (tablas 4.2 y 4.3).

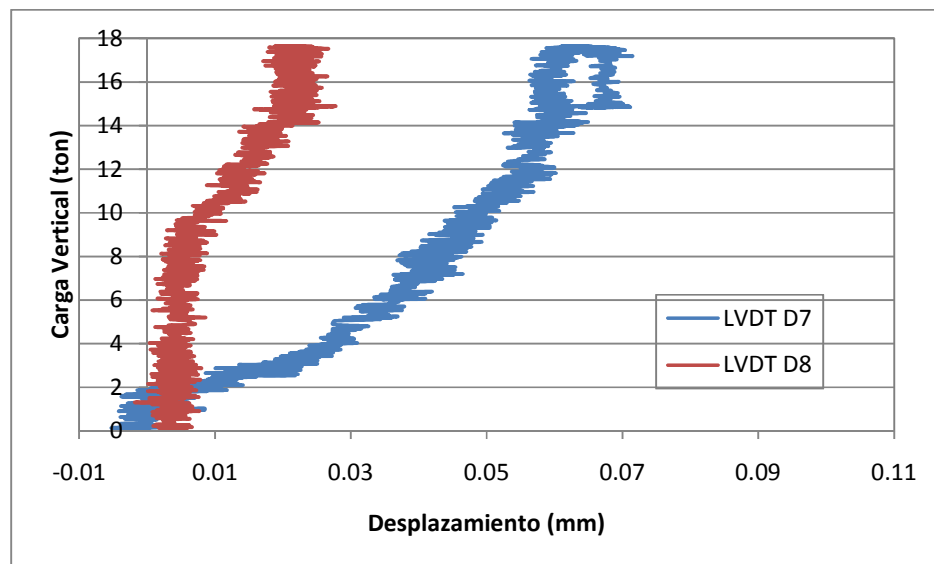
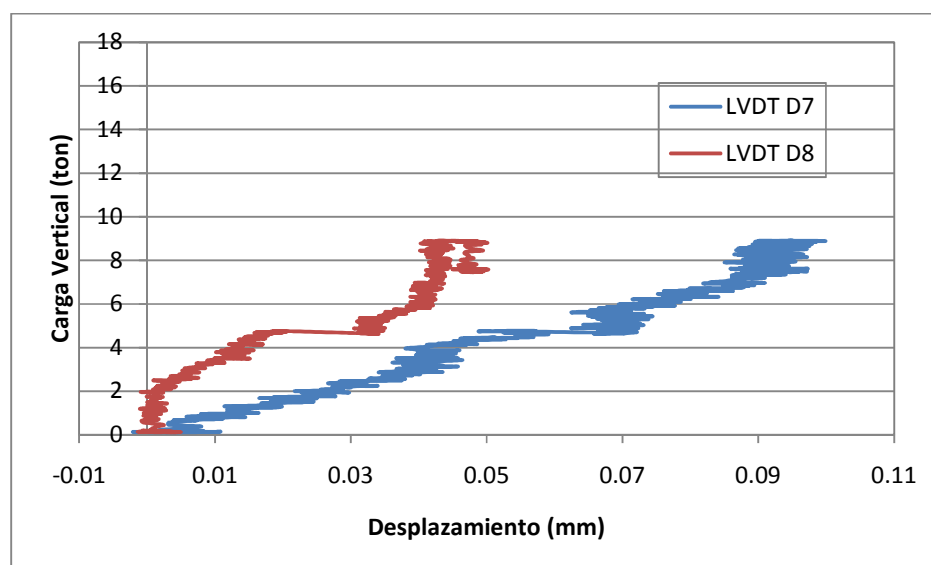


Gráfico 4.1: Carga Vertical vs. Desplazamiento, muro M-1



Gráfica 4.2: Carga Vertical vs. Desplazamiento, muro M-2

Usando las gráficas de Desplazamiento versus Carga de cada muro, se buscó un tramo lineal de la gráfica cuya pendiente es el módulo de elasticidad (E). Por tanto, “E” pudo ser calculado como el cociente del incremento de esfuerzo axial ($\Delta\sigma$) y las deformaciones unitarias ($\Delta\varepsilon$) correspondientes al tramo lineal usado. Las deformaciones unitarias se calculan como la diferencia de los desplazamiento registrados por el LVDT entre la longitud entre sus bases (L).

Tabla 4.2: Cálculo del Módulo de Elasticidad del Muro M-1

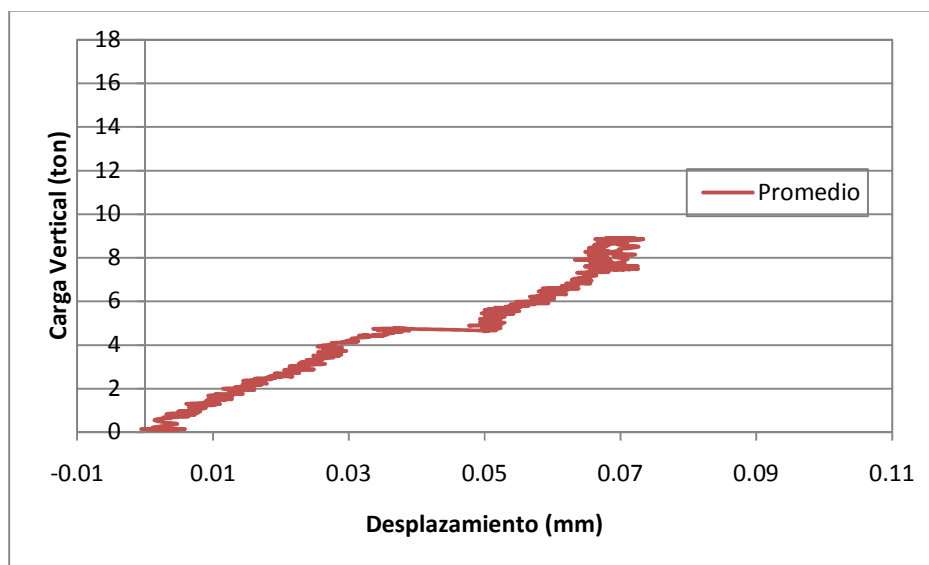
Muro M-1	L (mm)	Punto 1		Punto 2		$\Delta\varepsilon$	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
		P1 (kg)	D1 (mm)	P2 (kg)	D2 (mm)			
LVDT D7	2300	3985	0.028	11915	0.057	1.26 E-0.5	4.130	328,000

Tabla 4.3: Cálculo del Módulo de Elasticidad del Muro M-2

Muro M-2	L (mm)	Punto 1		Punto 2		$\Delta\varepsilon$	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
		P1 (kg)	D1 (mm)	P2 (kg)	D2 (mm)			
LVDT D7	2300	700	0.009	7000	0.086	3.35 E-0.5	3.281	98,000



Debido a que el valor obtenido del módulo de Elasticidad para el muro M-2 es muy diferente del obtenido en el muro M-1, se decidió usar el promedio de los valores registrados por los LVDT D7 y D8 de M-2, los resultados se muestran en la gráfica 4.3 y en la tabla 4.4.



Gráfica 4.3: Carga Vertical vs. Desplazamiento M-2. Promedio LVDT D7 y D8

Tabla 4.4: Cálculo del Módulo de Elasticidad del Muro M-2

Muro M-2	L (mm)	Punto 1		Punto 2		$\Delta\varepsilon$	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
		P1 (kg)	D1 (mm)	P2 (kg)	D2 (mm)			
LVDT Prom.	2300	810	0.007	3778	0.028	0.9 E-0.5	1.546	169,000

El resultado obtenido para el muro M-2 es un valor mucho más razonable; sin embargo, los módulos de elasticidad calculados (tablas 4.2 y 4.4) presentan 93% de diferencia, lo cual, como se mencionó anteriormente, se debió a que las deformaciones fueron extremadamente pequeñas, fuera del rango de precisión de los LVDT, a parte de las cangrejeras existentes en la base de ambos muros. Los resultados no pueden ser considerados como válidos En el acápite 4.5.8, se presentará el cálculo de E utilizando la rigidez lateral y módulo de corte evaluados experimentalmente.



4.4.2 Ensayo de Carga Lateral Cíclica

El ensayo de carga lateral cíclica fue un ensayo de diez fases, controlando el desplazamiento lateral y manteniendo constante la carga vertical en 15.44 ton para M-1 y 7.61 ton para M-2. Las fases se muestran en la tabla 4.5 y en el gráfico 4.4.

Tabla 4.5: Desplazamiento Lateral en cada fase para ambos Muros.

Fases	N° de ciclos	Desplazamiento máximo (mm)	Deriva	Color
1	1	0.25	0.01%	Amarillo
2	2	1.00	0.04%	Magenta
3	2	2.50	0.10%	Azul
4	3	5.00	0.20%	Marrón
5	3	7.50	0.30%	Morado
6	3	10.00	0.40%	Rojo
7	3	12.50	0.50%	Anaranjado
8	3	15.00	0.60%	Verde oscuro
9	3(*)	17.50	0.70%	Negro
10	3	20.00	0.80%	Verde claro

(*) En el muro M-2 se repitió el ciclo 3 debido a problemas en el registro de datos

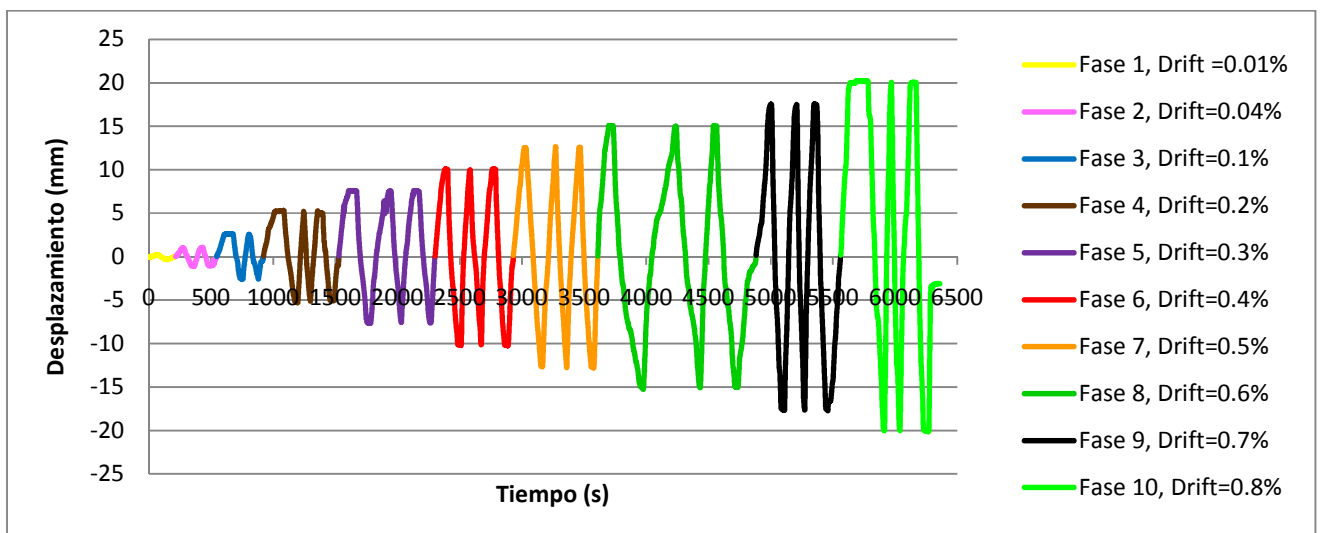


Gráfico 4.4: Desplazamiento vs. Tiempo de M-1 y M-2 al aplicar la carga lateral



4.4.2.1 Descripción del comportamiento de los muros

Fase 1 (D=0.25 mm, deriva= 0.01%)

Muro M-1

No se presentó fisuras en el muro. Su comportamiento fue elástico.

Muro M-2

Apareció una fisura en la viga de cimentación, a la altura del extremo derecho del muro. Esto se debió probablemente a la carga vertical aplicada por las gatas para dar estabilidad al muro. No se presentó fisuras en el muro.

Fase 2 (D=1.0 mm, deriva= 0.04%)

Muro M-1

Aparecieron fisuras en los talones de los muros en ambos ciclos de la fase; en el extremo izquierdo, la fisuración fue mucho más grande, llegando a extenderse 70 cm en la unión de la viga de cimentación y el muro.

Muro M-2

Durante el primer ciclo de esta fase, aparecieron fisuras en los talones del muro, siendo el talón izquierdo el que presentó mayor fisuramiento, que se extendió a la unión del muro con la viga de cimentación. Mientras el actuador se encontraba imprimiendo desplazamientos negativos en el segundo ciclo, se presentaron pequeñas grietas en el talón derecho.

Fase 3 (D=2.5 mm, deriva = 0.1%)

Muro M-1

En los dos ciclos de la fase, aparecieron fisuras diagonales en la mitad inferior del muro uniéndose entre sí. También se extendieron más las fisuras en la unión viga de cimentación-muro en ambos lados, pero sin llegar a unirse.



Muro M-2

En esta fase aparecieron fisuras diagonales en la mitad inferior del muro, pero el extremo izquierdo sufrió más daño que el derecho. El fisuramiento que se formó en el lado izquierdo fue más pronunciado.

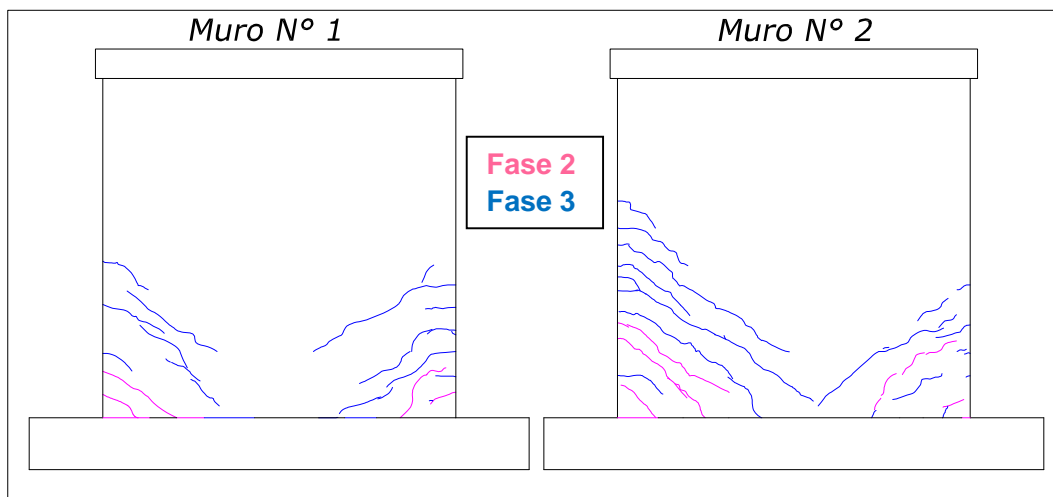


Figura 4.1: Fisuras en las Fases 2 y 3

Fase 4 (D=5.0 mm, deriva= 0.2%)

Muro M-1

Se formaron más fisuras diagonales en ambos lados, el lado izquierdo presentó mayor número de fisuras y de mayor longitud. En esta fase, apareció la primera rotura diagonal importante. En la zona central inferior, aparecieron pequeñas fisuras. El espesor máximo de las fisuras fue 0.45 mm.

Muro M-2

Aparecieron más fisuras diagonales, produciéndose la primera rotura importante y las fisuras anteriores se extendieron. El mayor daño continuó en la zona izquierda, formándose una fisura diagonal a lo largo de casi todo el muro. En el lado derecho, las fisuras fueron menos espaciadas pero no tan pronunciadas. El espesor máximo de las fisuras fue 0.40 mm.

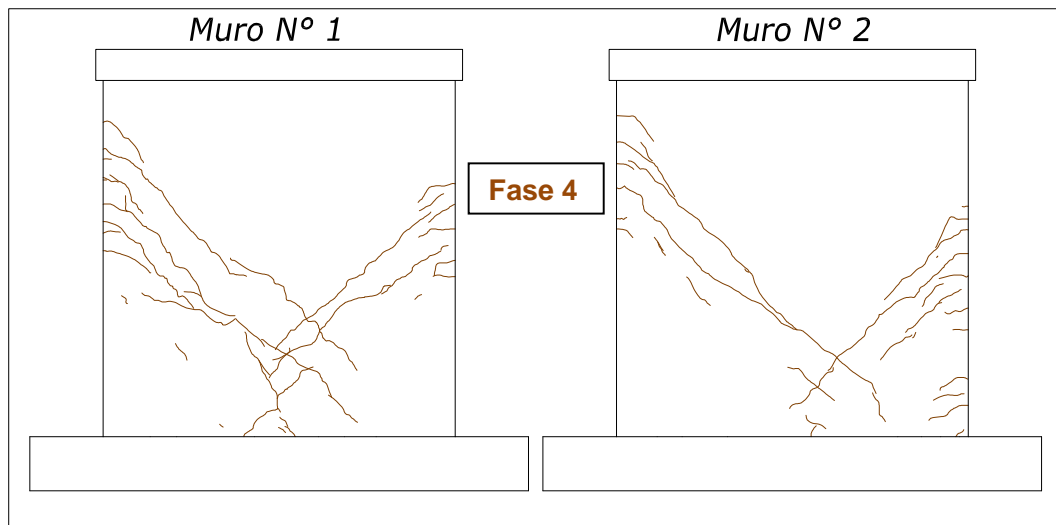


Figura 4.2: Fisuras en la Fase 4

Fase 5 (D=7.5 mm, deriva= 0.3%)

Muro M-1

En esta fase apareció la segunda rotura diagonal y las fisuras anteriores continuaron extendiéndose a lo largo del muro. Las fisuras en la zona central se hicieron más largas y anchas. El espesor máximo de las fisuras fue 0.50 mm

Muro M-2

Se produjo más daño en el extremo derecho del muro, presentándose fisuras en la zona superior del muro, siendo éstas largas y continuas. La fisura diagonal formada en la fase 4 se extendió hasta casi llegar a unión de la viga de cimentación y el muro. En la esquina superior derecha apareció una fisura de izquierda a derecha cuando el actuador se encontraba imprimiendo desplazamientos negativos en el muro. El espesor máximo de las fisuras fue 0.50 mm.

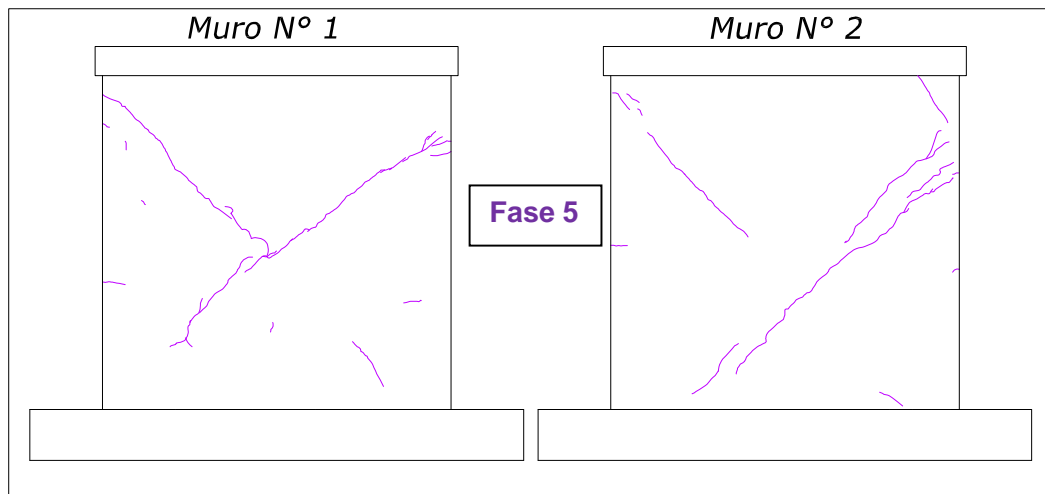


Figura 4.3: Fisuras en la Fase 5

Fase 6 (D=10mm, deriva= 0.4%)

Muro M-1

Durante esta fase aparecieron algunas pequeñas grietas. Las fisuras de las fases anteriores se ensancharon sobre todo en la zona media central. El espesor máximo de las fisuras fue 0.80 mm.

Muro M-2

Las fisuras diagonales continuaron prolongándose y ensanchándose de tal manera que las fisuras principales iniciadas en la zona izquierda atravesaron el muro diagonalmente casi de extremo a extremo. Apareció una tercera rotura iniciada en la zona central superior del muro y se formaron nuevas fisuras en los talones. El espesor máximo de las fisuras fue 0.80 mm.

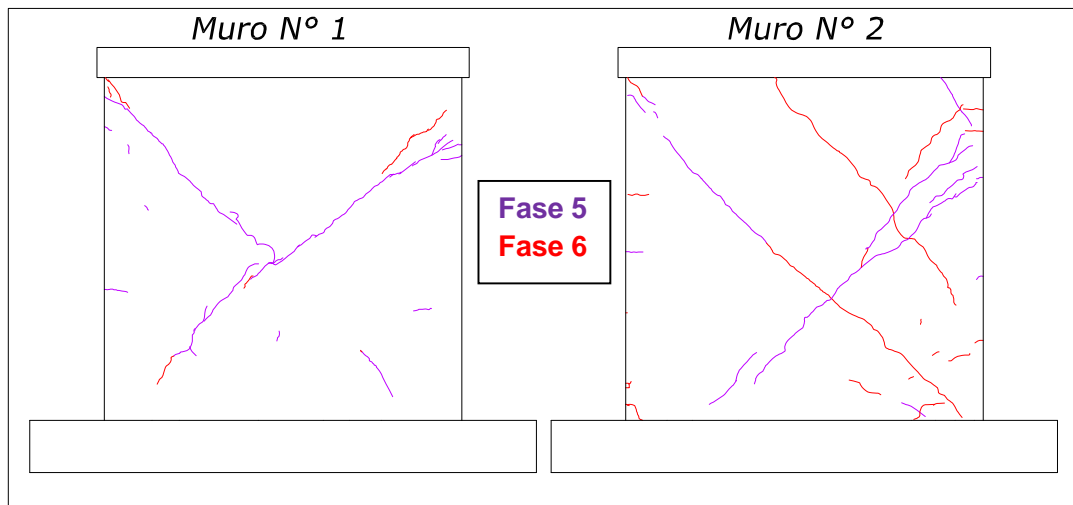


Figura 4.4: Fisuras en las Fases 5 y 6

Fase 7 (D= 12.5 mm, deriva= 0.5%)

Esta fase corresponde a la deriva máxima (0.005) permitida por la Norma Sismorresistente E.030.

Muro M-1

En esta fase aparecieron pequeñas fisuras en el talón izquierdo y las anteriores continuaron extendiéndose. Aparecieron dos nuevas fisuras importantes: una se inició cerca de la zona central superior y se prolongó hasta quedar cerca del extremo inferior derecho; la otra fue una fisura diagonal de derecha a izquierda que atravesó la zona central. El espesor máximo de las fisuras fue 1.0 mm

Muro M-2

Las fisuras continuaron ensanchándose y aparecieron pequeñas grietas en la esquina superior izquierda. Por otro lado, se inició el deslizamiento en la unión entre el muro y la viga solera. También surgieron fisuras en la unión viga de cimentación-muro. El espesor máximo de las fisuras fue 1.0 mm

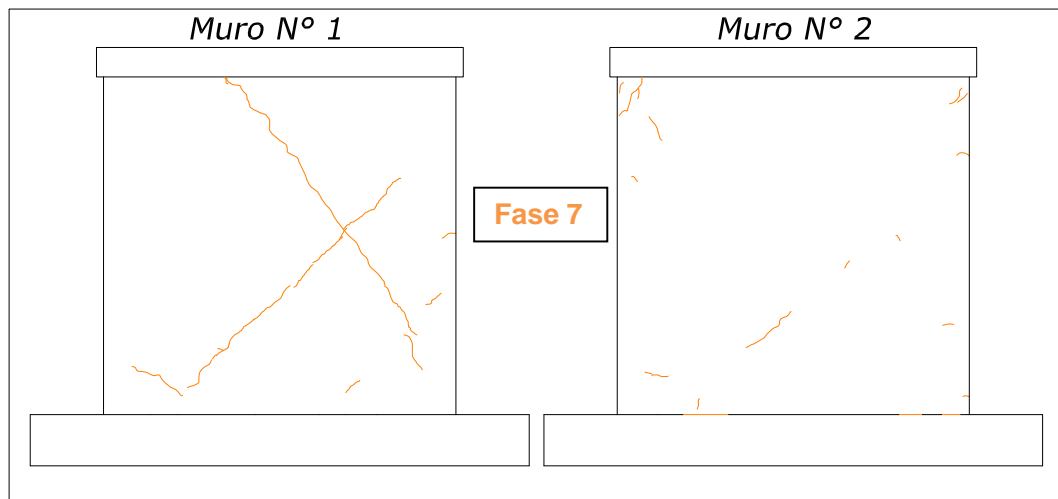


Figura 4.5: Fisuras en la Fase 7

Fase 8 (D= 15.0 mm, deriva= 0.6%)

Muro M-1

En esta fase aparecieron dos fisuras que se iniciaron en la zona central mientras el actuador se encontraba imprimiendo desplazamientos negativos en el muro. Las fisuras diagonales anteriores se prolongaron y aparecieron pequeñas grietas. No se observó deslizamiento. El espesor máximo de las fisura fue 1.5 mm.

Muro M-2

Se formaron algunas pequeñas nuevas fisuras y se extendieron ligeramente algunas de las fisuras anteriores. Se apreció deslizamiento en la unión del muro con la viga solera. El espesor máximo de las fisuras fue 2.0 mm.

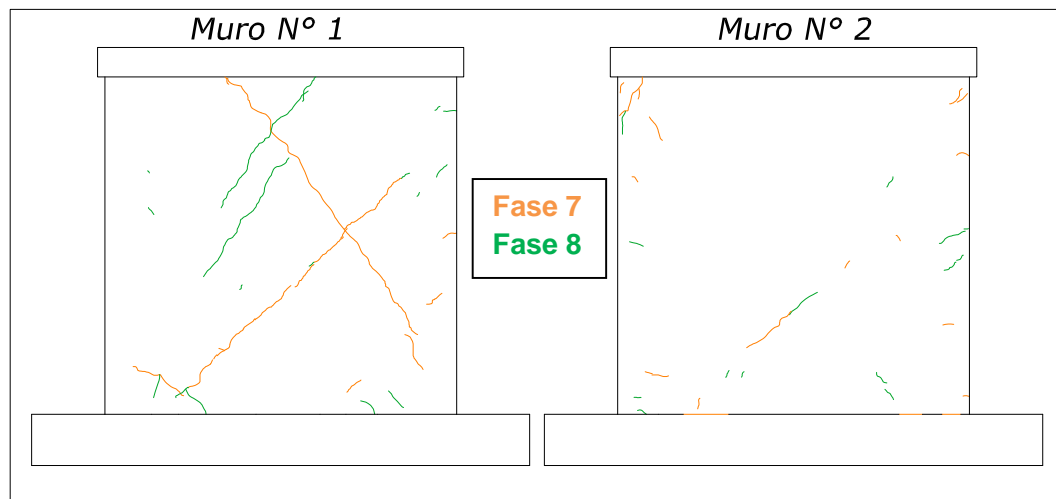


Figura 4.6: Fisuras en las Fases 7 y 8

Fase 9 (D=17.5 mm, deriva= 0.7%)

Muro M-1

Las fisuras que se había formado continuaron prolongándose y ensanchándose, principalmente en la zona central. En el talón izquierdo empezó a desprenderse pequeños fragmentos de concreto (foto 4.5) y el talón derecho se levantó ligeramente. El espesor máximo de las fisuras fue 2.0 mm.

Muro M-2

Se apreció un deslizamiento de la viga solera respecto al muro de aproximadamente de 4.5 mm y aparecieron nuevas grietas en los extremos superiores del muro. En el extremo izquierdo superior empezó a desprender el concreto de forma importante dejando a la vista el acero de refuerzo. En esta fase, no aparecieron nuevas fisuras en los talones, mas bien el daño se concentró en las esquinas superiores derecha e izquierda (foto 4.6). En esta fase se inició la degradación de resistencia del muro. El espesor máximo de las fisuras fue 2.0 mm.

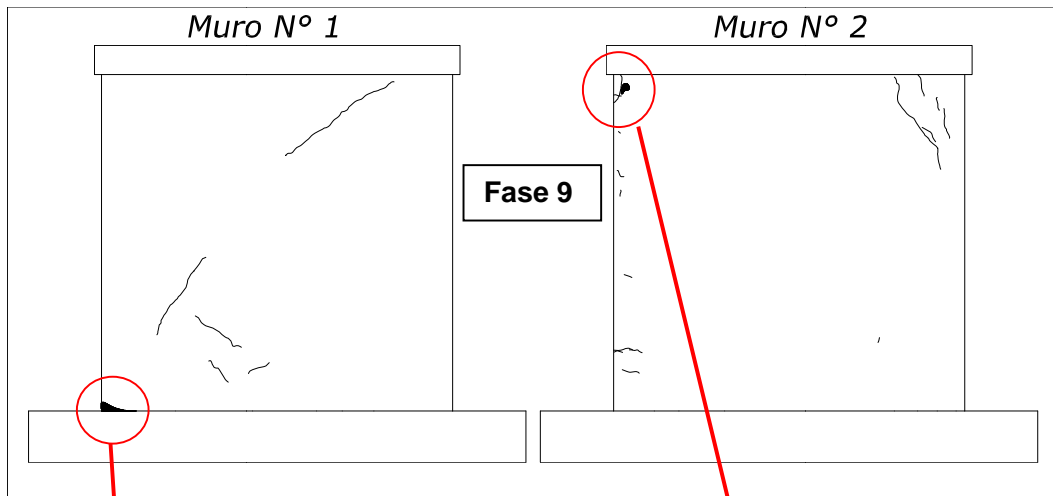


Figura 4.7: Fisuras en la Fase 9



Foto 4.5: Ligera tritución del talón izquierdo



Foto 4.6: Tritución de la esquina superior izquierda

Fase 10 (D= 20.0 mm, deriva= 0.8%)

Muro M-1

En esta fase, apareció una grieta diagonal importante que atravesó el muro completamente. Aparecieron algunas pequeñas nuevas fisuras y las antiguas se ensancharon. En el talón izquierdo hubo otro pequeño desprendimiento del concreto sin llegar a triturarse ninguno de los dos talones. El espesor máximo de las fisuras continuó siendo 2.0 mm.



Muro M-2

En esta fase, aparecieron nuevas fisuras en el extremo superior derecho y hubo un desprendimiento del concreto en esa zona. Por otro lado, en el extremo superior izquierdo, la trituración se hizo mucho más notoria con desprendimiento de concreto dejando el refuerzo a la vista. El deslizamiento de la viga solera respecto al muro fue alrededor de 6 mm y el muro continuó perdiendo resistencia. El talón izquierdo no sufrió mucho daño y del talón derecho llegó a desprenderse algunos pequeños fragmentos de concreto. El espesor máximo de las fisuras fue 2.5 mm.

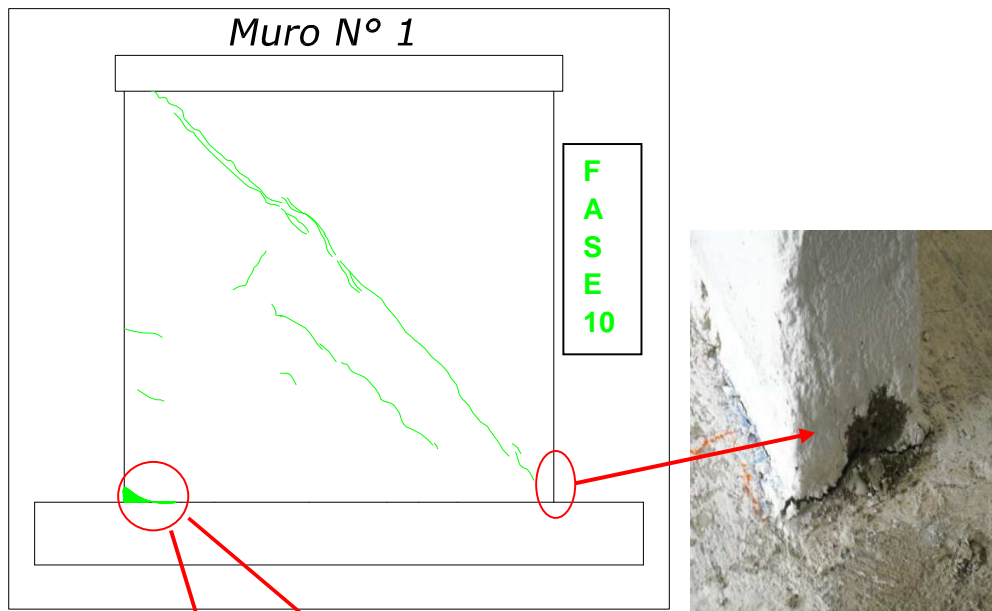


Figura 4.8: Fisuras en la Fase 10 Muro M-1



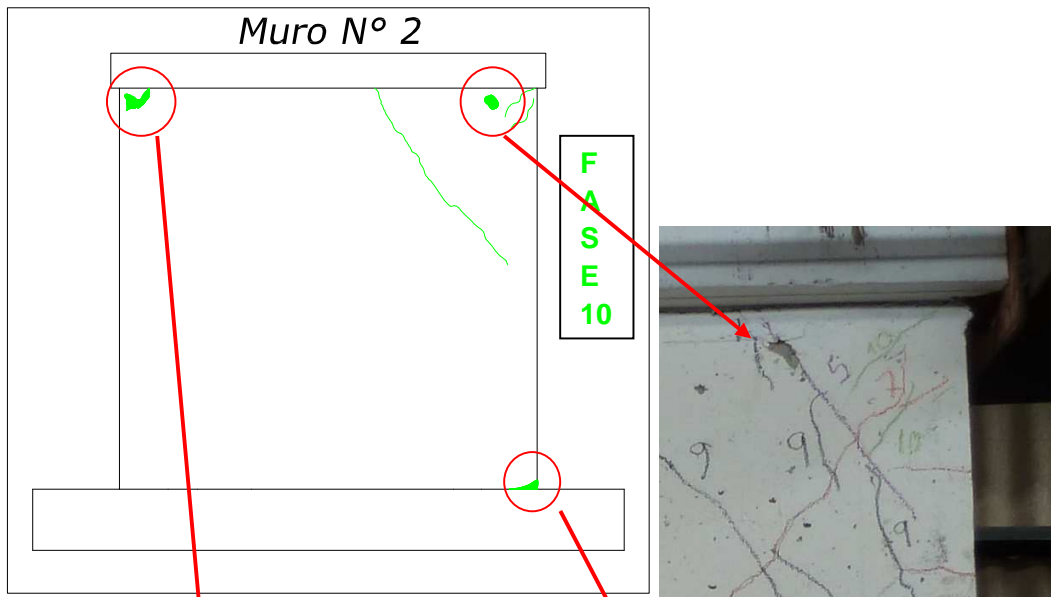


Figura 4.10: Fisuras en la Fase 10 Muro M-2





Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm de espesor



Foto 4.7: Estado Final del muro M-1, Deriva=0.8%



Foto 4.8: Estado Final del muro M-2, Deriva=0.8%



4.5 Resultados

Se presenta un análisis comparativo de los resultados obtenidos en los dos muros, y las gráficas Carga versus Desplazamiento. La disposición de los LVDT aparece en el plano 4.1.

4.5.1 Comportamiento Histerético

El ensayo de desplazamiento lateral cíclico permite estudiar la influencia del movimiento cíclico en la degradación de la estructura, por tanto, la degradación de la rigidez lateral se manifiesta por el cambio de pendiente en los lazos. La pérdida de resistencia lateral se puede analizar comparando el lazo asociado con la carga máxima del lazo posterior.

En los gráficos 4.5 y 4.6 se muestran los lazos histeréticos registrados por el LVDT D1 correspondientes a los muros M-1 y M-2, respectivamente. Estos lazos son finos y tratan de pasar por el origen del sistema de coordenadas, característica de sistemas que disipan poca energía y degradan rigidez lateral.

En el gráfico 4.5 se puede apreciar una degradación en la rigidez debido a que la que la pendiente de los lazos disminuye conforme progresa el ensayo; por otro lado, se puede observar que no hay una degradación en la resistencia hasta la fase 10 en la que se presenta una pequeña disminución en la fuerza lateral.

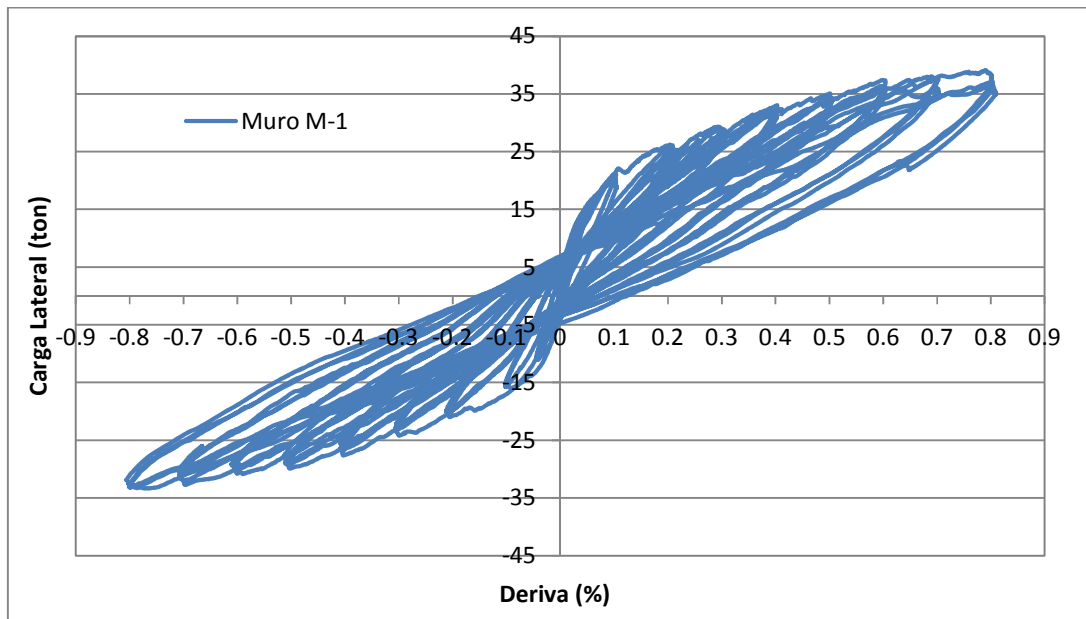


Gráfico 4.5: Carga vs. Desplazamiento LVDT D1 Muro M-1

En el gráfico 4.6 se puede observar, al igual que en el muro M-1, una degradación en la rigidez lateral por el cambio de pendiente en los lazos. Asimismo, en la fase 9 se puede apreciar una pequeña pérdida de resistencia.

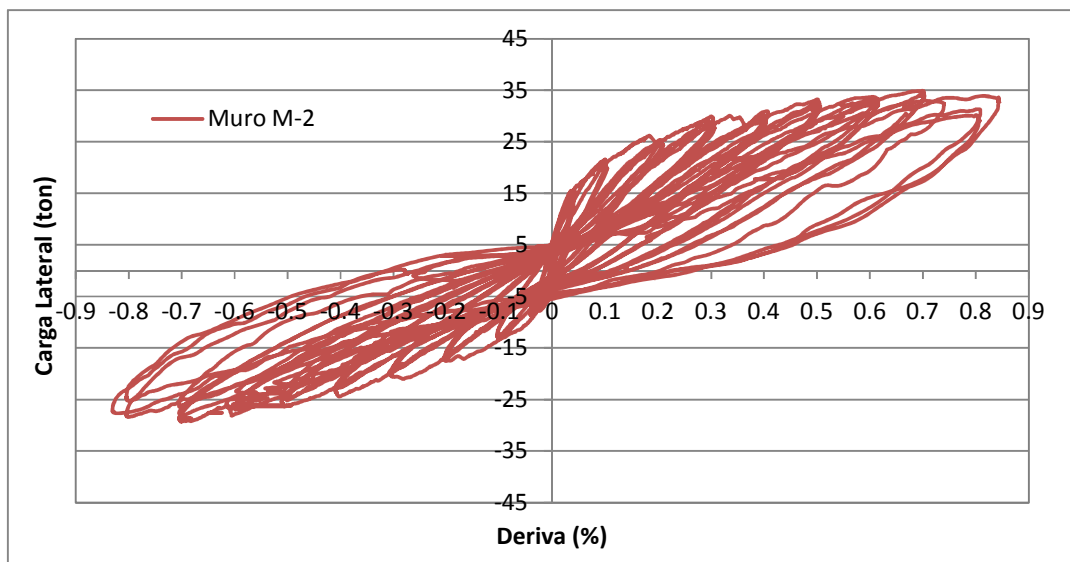


Gráfico 4.6: Carga vs. Desplazamiento LVDT D1 Muro M-2



4.5.2 Talón de los Muros

Los LVDT D9 y D10 fueron ubicados en los talones de los muros (plano 4.1) para registrar las deformaciones que se originan en dichas zonas, debido a la tracción y compresión a las que son sometidas por el desplazamiento lateral cíclico que se aplica en los muros.

En el gráfico 4.7, puede observarse los lazos de ambos muros registrados por el LVDT D9, ubicado en el talón izquierdo. Para el muro M-1, hubo un problema en el registro de datos, debido a que cayeron trozos de concreto en éste, por lo que se presenta los lazos de las fases 1 a 5 completas; la fase 6, solo los ciclos 1 y 2; y por último la fase 10, solo los ciclos 1 y 3. Respecto al muro M-2, se presentan todas las fases completas.

Del gráfico 4.7, se aprecia que el muro M-1 llegó a tener deformaciones en tracción de hasta 6 mm, en cambio, el muro M-2 llegó a tener aproximadamente desplazamientos en tracción de 5 mm. En cuanto a la resistencia, en el muro M-2, no se observa una degradación de resistencia importante hasta los dos últimos ciclos de la fase 10 donde hay una pequeña caída de resistencia. Para el muro M-1 no puede analizarse si es que hay una caída en la resistencia debido a que no hay registro de los lazos histeréticos en fases anteriores a la fase 10.

Por último, podemos observar que el talón izquierdo del muro M-1 soportó una mayor carga lateral en su última fase que el muro M-2. No se observó trituración en los talones.

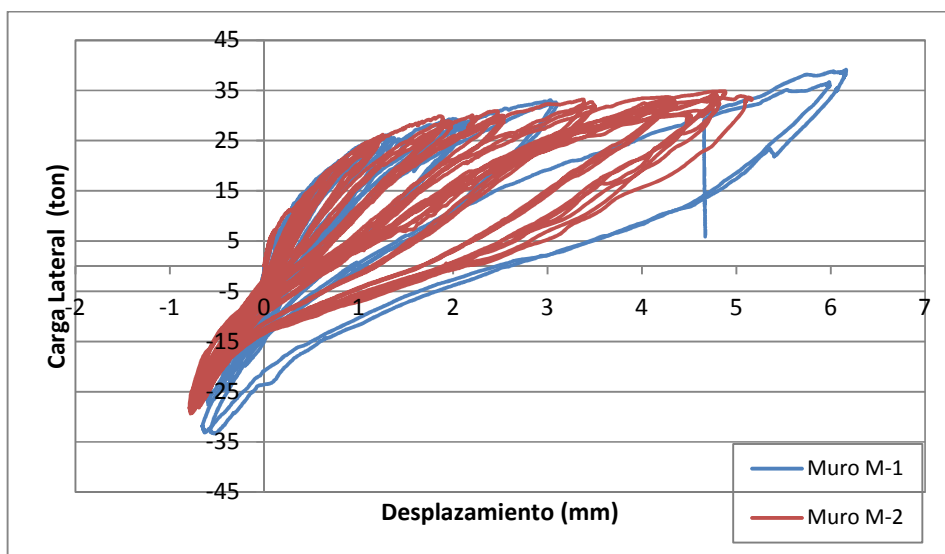


Gráfico 4.7: Carga vs. Desplazamiento LVDT D9

De igual forma, en el gráfico 4.8 se presenta los datos registrados por el LVDT D10 ubicado en el talón derecho del muro, que tuvo la misma finalidad que el LVDT D9.

Se puede apreciar que los muros M-1 y M-2 llegaron a tener los mismos desplazamientos en tracción que el que el talón izquierdo, aproximadamente 6 mm y 5 mm, respectivamente. Respecto a la resistencia, en ambos muros no se aprecia una degradación de resistencia importante; sin embargo, el talón derecho del muro M-1 tuvo una menor carga lateral con respecto a su talón izquierdo. El talón derecho del muro M-2 tuvo una pequeña disminución en su resistencia lateral.

Al igual que en el talón izquierdo, el muro M-1 alcanzó mayor carga lateral que el muro M-2. No se observó una trituración significativa en los talones de ambos muros.

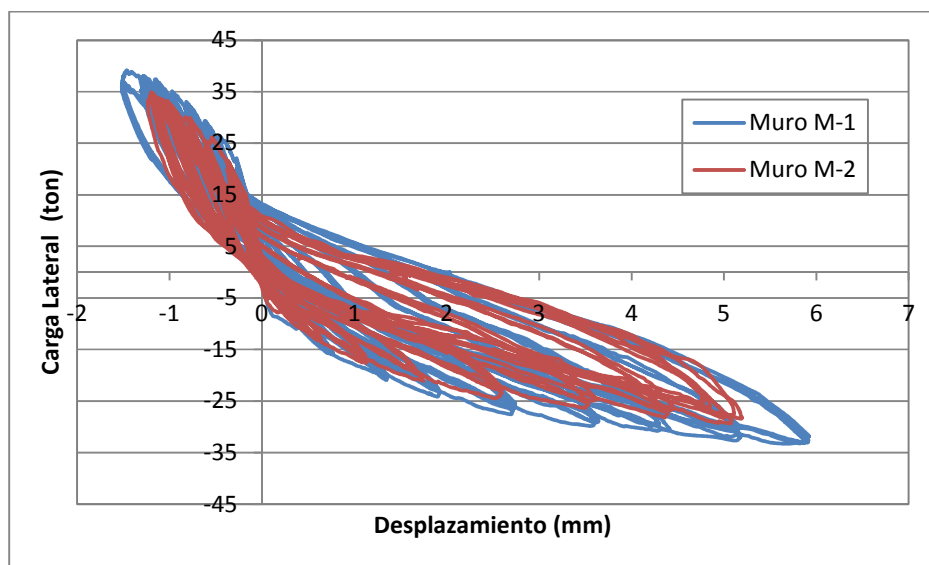


Gráfico 4.8: Carga vs. Desplazamiento LVDT D10

4.5.3 Agrietamiento en la Zona Central

Para medir el nivel de deformación en la zona central del muro se utilizaron los LVDT diagonales D11 y D12. En la gráficos 4.9 y 4.10 se presentan los lazos histeréticos de ambos muros, los desplazamientos negativos indican tracciones y los desplazamientos positivos, compresiones. En la gráfica 4.9 se aprecia que hubo mayores deformaciones en el muro M-1 que en M-2, alcanzando el primero un desplazamiento de 5 mm en tracción, cuando se imprimía desplazamientos negativos al muro, mientras que M-2 se desplazó en tracción cerca de 3 mm, por lo que se infiere que M-1 presentó mayor agrietamiento diagonal que M-2. También se puede observar que no hay una degradación significativa de resistencia para ambos muros y que el muro M-1 alcanzó una fuerza lateral superior al muro M-2.

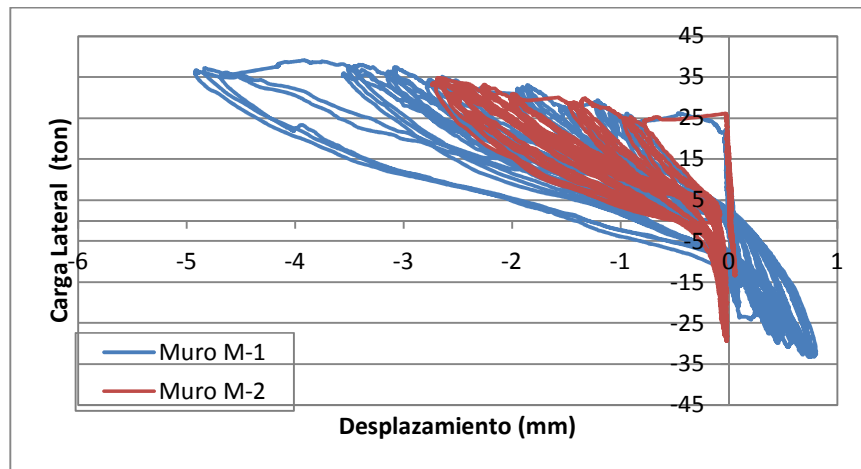


Gráfico 4.9: Carga vs. Desplazamiento LVDT D11 muros M-1 y M-2

En el gráfico 4.10, el comportamiento de los lazos en ambos muros fue similar al registrado por el LDVT D11, pero los desplazamientos en los dos muros fueron ligeramente diferentes: en el muro M-1, las fisuras alcanzaron grosores acumulados en tracción de aproximadamente 5.5 mm y en muro M-2, alrededor de 1.5 mm, en tracción. Respecto a la resistencia, para ambos muros no hubo una disminución importante, aunque los valores máximos alcanzados por ambos fueron menores a los registrados por el LVDT D11.

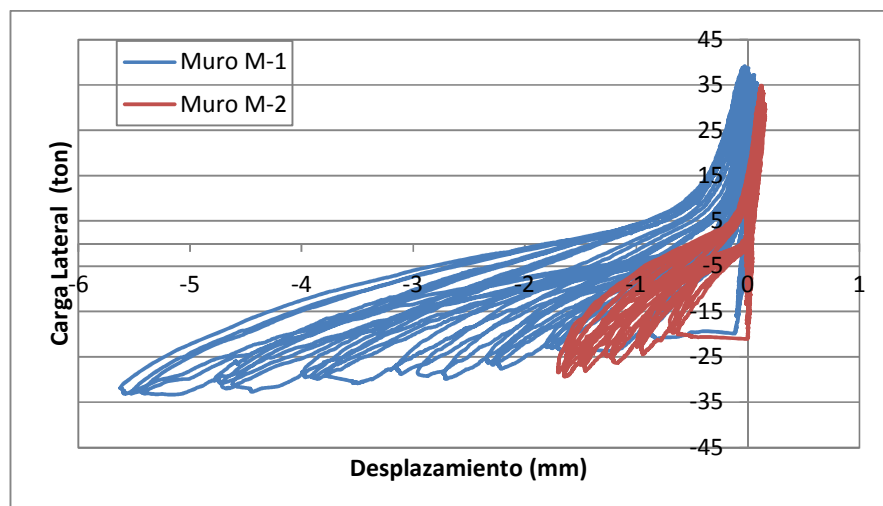


Gráfico 4.10: Carga vs. Desplazamiento LVDT D12 muros M-1 y M-2



Para medir el desplazamiento relativo entre dos puntos cuando aparece el fisuramiento diagonal debido a la fuerza cortante, se colocó el LVDT D3 horizontalmente, de extremo a extremo y a la mitad del muro (plano 4.1). La información registrada aparece en el gráfico 4.11. Se puede observar que el muro M-1 sufrió un mayor grado de agrietamiento alcanzando valores de desplazamiento relativo acumulado de 4 mm, en tanto, el muro M-2 tuvo un desplazamiento de aproximadamente 2.5 mm.

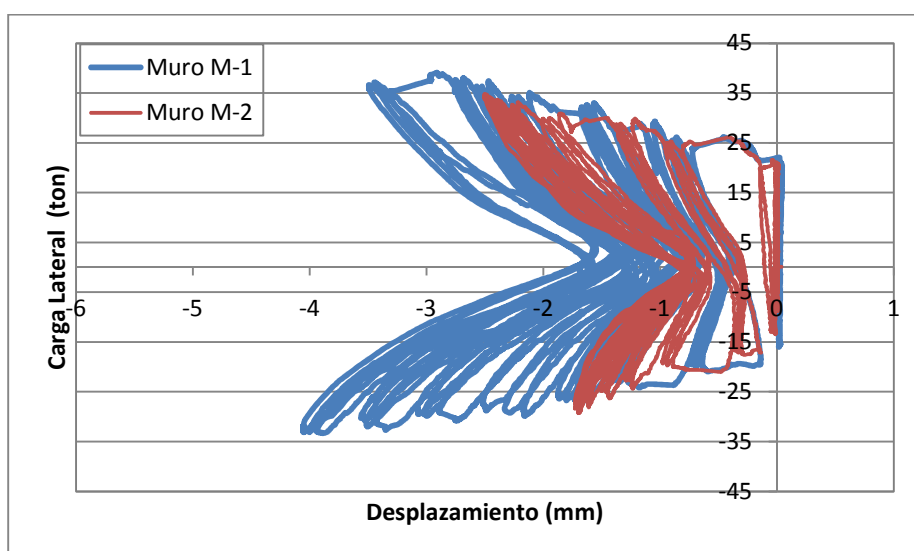


Gráfico 4.11: Carga vs. Desplazamiento LVDT D3 muros M-1 y M-2

4.5.4 Deslizamiento

Para analizar si se produjo falla por deslizamiento en la base de los muros, se colocó el LVDT D5 (plano 4.1). En el gráfico 4.12 se presenta los lazos histeréticos registrados por este LVDT. Se puede apreciar que el muro M-1 sufrió un deslizamiento de cerca de tres veces al del muro M-2, aunque este deslizamiento fue pequeño, de aproximadamente 1.6 mm, mientras que en el segundo muro el deslizamiento máximo fue alrededor de 0.5 mm. Es importante mencionar que en ambos muros el deslizamiento fue controlado con la adición de espigas de acero ASTM A615.

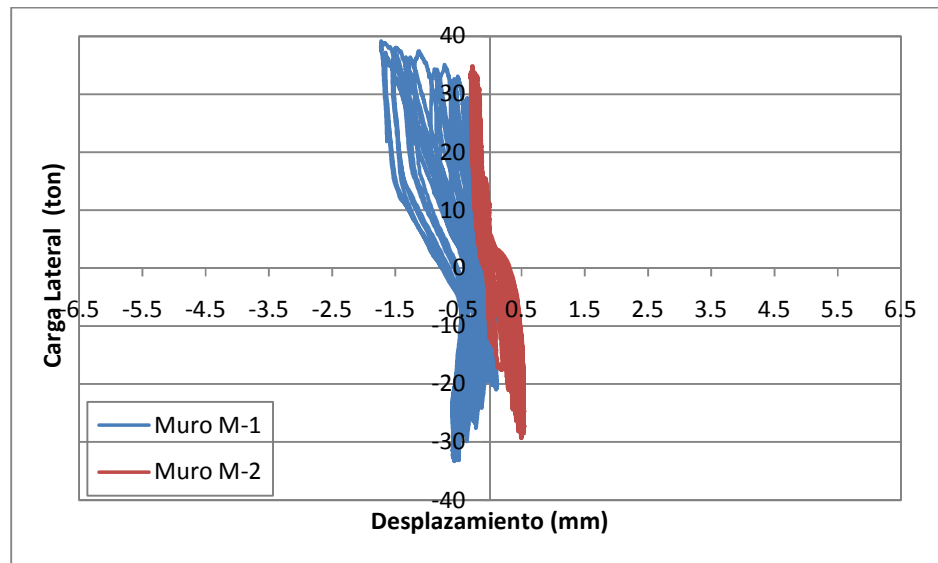


Gráfico 4.12: Carga vs. Desplazamiento LVDT D5 muros M-1 y M-2

En los gráficos 4.13 y 4.14 se presenta los desplazamientos obtenidos por el LVDT D2 cuya función es registrar si se produce deslizamiento en la unión de la viga solera con el muro.

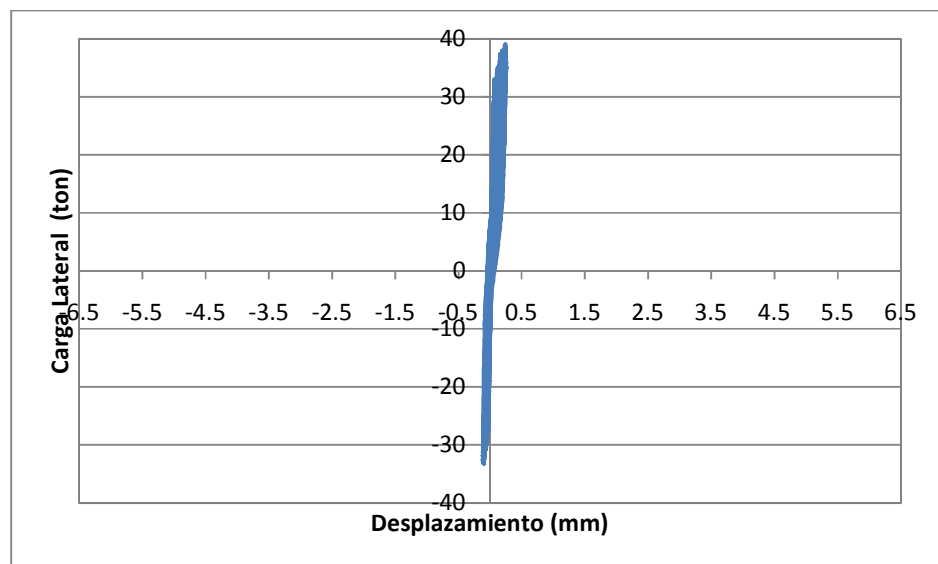


Gráfico 4.13: Carga vs. Desplazamiento LVDT D2, muro M-1

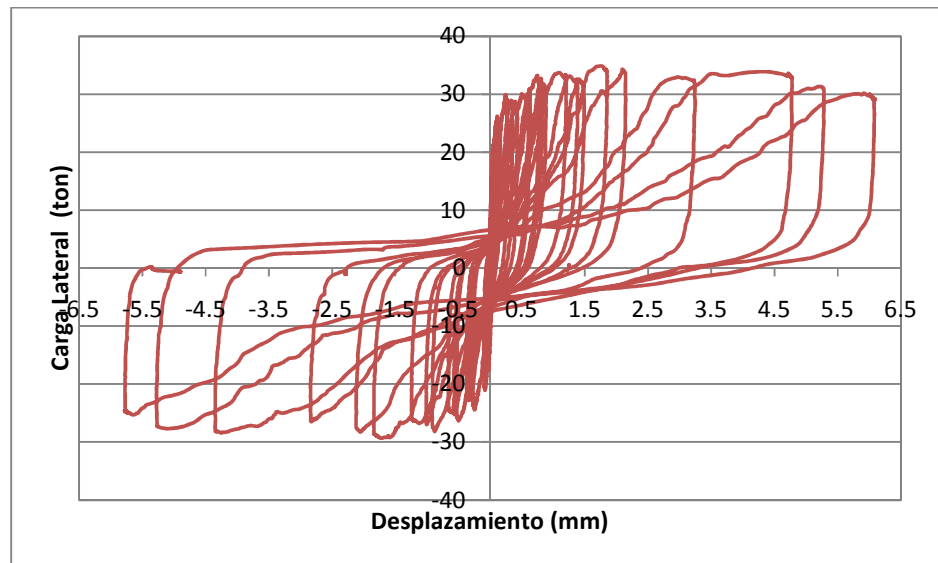


Gráfico 4.14: Carga vs. Desplazamiento LVDT D2, muro M-2

Como se puede observar en los gráficos 4.13 y 4.14, en M-2 el desplazamiento de la viga solera respecto al muro fue mucho mayor que en M-1, obteniéndose los valores de 6.1 y 0.26 mm, respectivamente (tabla 4.6). Cabe indicar que esta falla no estaba prevista, por lo que no se colocaron espigas en la unión solera-muro, debido a que el momento flector es nulo en esta zona y más bien se ocasionó a que hubo una deficiente adherencia en la junta entre el concreto del muro y el de la viga solera.

4.5.5 Tabulación de Resultados máximos

En las tablas 4.6 y 4.7 se presentan los valores máximos del primer ciclo de cada fase y del tercer ciclo de la fase 10 registrados por todos los LVDT (plano 4.1). En las últimas fases se presentó una pequeña degradación de resistencia para ambos muros.



Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm de espesor

Tabla 4.6: Valores máximos de Fuerzas y Desplazamientos por cada Fase.

Fase	Muro	Desplazamientos Máximos de cada LVDT (mm)						
		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
1	M-1	-0.293	0.016	0.010	0.033	-0.011	0.027	0.283
	M-2	-0.283	0.014	0.009	-0.050	-0.013	0.020	-0.321
2	M-1	-1.104	0.027	0.029	-0.283	-0.075	-0.169	-0.333
	M-2	-1.044	0.028	0.014	-0.176	-0.056	0.077	-0.803
3	M-1	2.594	0.042	0.044	-0.573	-0.248	-0.346	-1.381
	M-2	-2.612	0.060	-0.030	-0.339	-0.182	-0.208	-1.889
4	M-1	5.318	0.050	-0.727	-0.883	-0.288	-0.774	-3.374
	M-2	5.218	0.124	-0.810	-0.617	0.207	-0.590	-3.883
5	M-1	-7.671	0.062	-1.276	-1.201	-0.371	-1.122	-4.556
	M-2	-7.720	0.278	-1.240	-0.968	0.332	-0.936	-5.145
6	M-1	-10.211	0.071	-1.738	-1.666	-0.530	-1.563	-5.901
	M-2	-10.252	0.635	-1.865	-1.247	0.362	-1.367	-6.016
7	M-1	-12.654	0.136	-2.173	-2.063	-0.791	-1.974	-6.975
	M-2	-12.798	0.778	-2.223	-1.715	0.419	-1.788	-6.776
8	M-1	-15.269	0.162	-2.892	-2.323	-1.192	-2.309	-7.920
	M-2	15.361	1.208	-2.405	-2.248	0.454	-2.143	-7.783
9	M-1	-17.688	0.201	-3.434	-2.656	-1.522	-2.614	-8.914
	M-2	-17.641	1.860	-2.507	-2.596	0.502	-2.426	-8.526
10	M-1	20.201	0.252	-3.939	-2.968	-1.726	-2.943	-10.343
	M-2	21.072	4.782	-2.475	-2.801	0.534	-2.475	-9.249
10*	M-1	-20.143	0.255	-4.057	-2.835	-1.657	-2.936	-10.566
	M-2	20.137	6.084	-2.347	-2.457	0.531	-2.230	-8.436



Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm de espesor

Tabla 4.7: Valores máximos de Fuerzas y Desplazamientos por cada Fase.

Fase	Muro	Desplazamientos Máximos de cada LVDT (mm)					Fuerza Máx. (ton)	Fuerza Mín. (ton)
		D8	D9	D10	D11	D12		
1	M-1	0.284	0.068	0.055	0.039	-0.045	3.852	-5.221
	M-2	-0.081	0.105	-0.072	0.028	-0.019	7.166	-5.101
2	M-1	0.369	0.341	0.395	0.078	-0.089	12.501	-10.730
	M-2	-0.299	0.444	0.295	0.051	0.020	14.50	-8.717
3	M-1	-1.381	0.757	0.763	0.117	-0.106	20.124	-15.998
	M-2	-0.995	0.822	0.639	0.062	0.052	21.147	-13.395
4	M-1	-3.374	1.332	1.352	-0.861	-0.880	26.216	-20.956
	M-2	-2.272	1.255	1.134	-0.781	0.099	26.167	-17.582
5	M-1	-4.556	2.119	1.918	-1.248	-1.713	29.334	-24.158
	M-2	-3.723	1.893	1.745	-1.368	-0.628	29.904	-21.053
6	M-1	-5.901	3.045	2.729	-1.867	-2.250	33.053	-27.597
	M-2	-4.972	2.477	2.592	-2.002	-0.957	30.922	-24.445
7	M-1	-6.975	-----	3.616	-2.653	-2.731	35.079	-29.864
	M-2	-6.006	3.387	3.534	-2.264	-1.215	33.195	-26.335
8	M-1	-7.920	-----	4.408	-3.089	-3.791	37.423	-30.759
	M-2	-6.981	4.345	4.393	-2.527	-1.464	33.684	-28.167
9	M-1	-8.914	-----	5.178	-3.464	-4.623	38.021	-32.687
	M-2	-7.853	4.886	5.078	-2.693	-1.649	34.857	-29.332
10	M-1	-10.343	-----	5.912	-4.699	-5.437	39.135	-33.301
	M-2	-8.403	5.164	5.195	-2.739	-1.702	33.863	-28.429
10*	M-1	-10.566	5.988	5.919	-4.927	-5.627	36.679	-33.144
	M-2	-7.788	4.523	4.780	-2.525	-1.628	30.153	-25.300

(*) Último Ciclo



En el muro M-1, en su último ciclo, la resistencia disminuyó en 6%, respecto a su resistencia máxima; mientras que el muro M-2, su resistencia disminuyó en 13.5%, respecto a su resistencia máxima.

4.5.6 Cálculo de la Rigidez Elástica (K) de los Muros

Para el cálculo de la rigidez lateral es necesario el uso de la gráfica Carga Lateral versus Desplazamiento registrado por el LVDT D1 en una etapa completamente elástica, es por ello que se utilizó la información obtenida en la Fase 1, en la cual no se presentó ninguna fisura en los muros. En los gráficos 4.15 y 4.16, se usó un tramo de la curva cuya pendiente constituya el comportamiento elástico de los muros M-1 y M-2, respectivamente. Los resultados se muestran en las tablas 4.8 y 4.9.

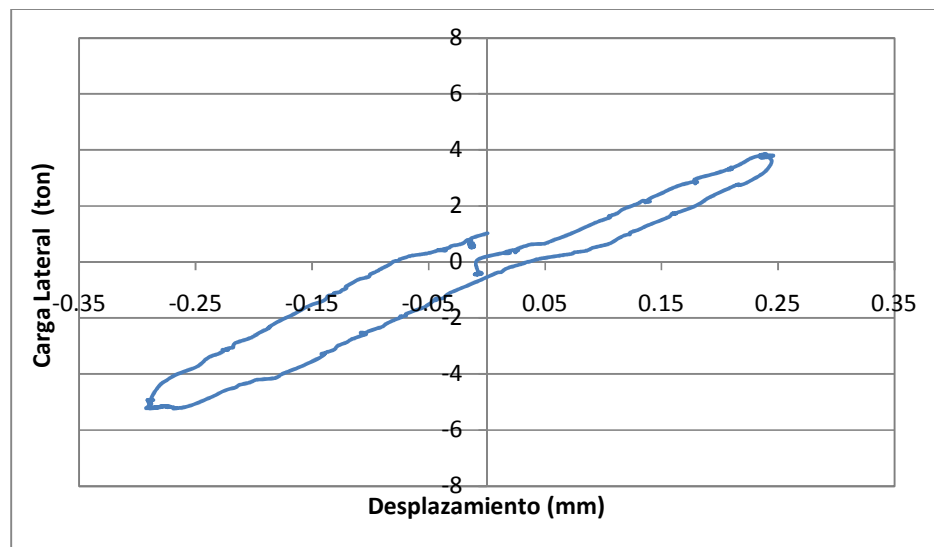


Gráfico 4.15: Lazo Histerético fase 1, muro M-1

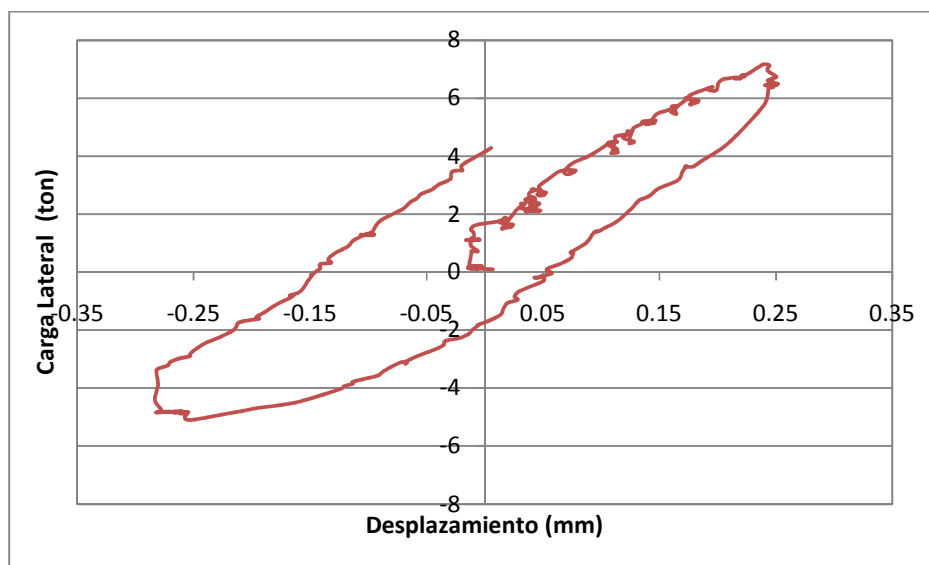


Gráfico 4.16: Lazo Histerético fase 1, muro M-2

Tabla 4.8: Cálculo de Rigidez (K) del Muro M-1

Muro M-1	Punto 1		Punto 2		ΔV (ton)	ΔD (mm)	K (ton/m)
	V1 (tn)	D1 (mm)	V2 (ton)	D2 (mm)			
K1	0.750	0.055	3.000	0.183	2.250	0.128	17,580

Tabla 4.9: Cálculo de Rigidez (K) del Muro M-2

Muro M-2	Punto 1		Punto 2		ΔV (ton)	ΔD (mm)	K (ton/m)
	V1 (tn)	D1 (mm)	V2 (ton)	D2 (mm)			
K2	2.848	0.040	6.370	0.195	3.522	0.155	22,720

Luego, la rigidez lateral elástica (K) promedio es **20,150 ton/m**.

4.5.7 Cálculo del Módulo de Corte (G)

De los gráficos 4.17 al 4.20 se observó que los valores obtenidos se encontraron fuera del rango de precisión de los LVDT (0.05 mm) y no son confiables por tanto los valores calculados del módulo de corte (G) no pueden considerarse válidos. A continuación se presenta el cálculo de G como verificación.



El módulo de corte se determinó como la pendiente de la gráfica Esfuerzo Cortante versus la Distorsión Angular en una etapa elástica del muro. El esfuerzo de corte (τ) se calculó como el cociente de la diferencia de la carga lateral y el área de corte (8x240 cm).

La distorsión angular se determinó como la suma de los desplazamientos unitarios diagonales ($\gamma=|\epsilon_1|+|\epsilon_2|$), los cuales son registrados por los LVDT D11 y D12 (plano 4.1). Los desplazamientos versus la carga lateral de estos LVDT para el muro M-1 se presentan en los gráficos 4.17 y 4.18. Cabe indicar que estas gráficas corresponden a la fase 2, ciclo 1, fase en la que todavía no aparece ninguna grieta diagonal, debido a que los datos registrados por estos LVDT en la fase 1 (fase completamente elástica) estaban fuera de su rango de precisión (0.05 mm).

Para el muro M-2, las gráficas 4.19 y 4.20 presentan el desplazamiento lateral vs. la carga lateral. De igual manera, corresponden a la fase 2, ciclo 1; sin embargo, los datos registrados incluso en esta fase no son óptimos para el cálculo del módulo de corte ya que están fuera del rango de precisión de los LVDT. En la tabla 4.10 se presenta el cálculo del módulo de corte (G) del muro M-1. Este cálculo no se realizó para el muro M-2 debido a la variación errática que tuvo el LVDT D12 (gráfico 4.20).

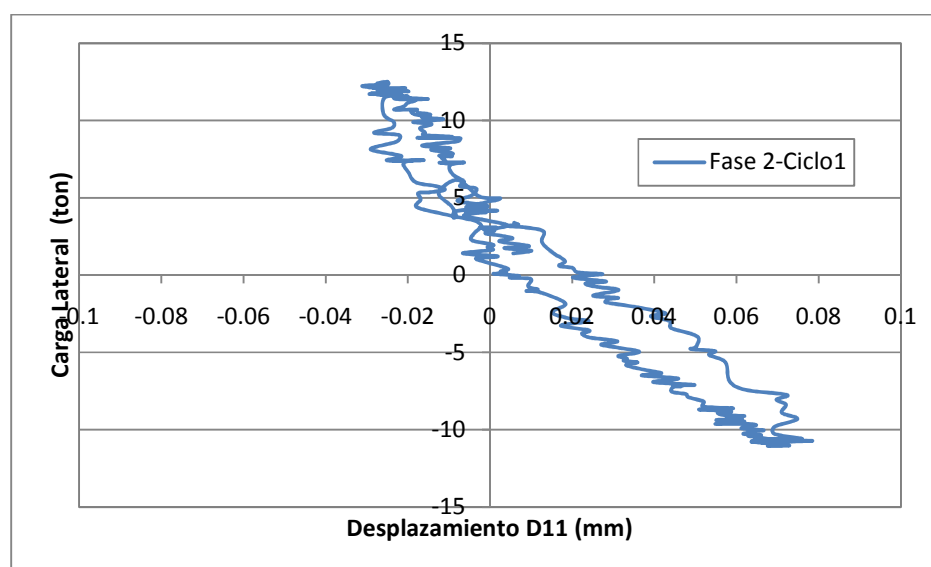




Gráfico 4.17: Carga Lateral vs. Desplazamiento D11, muro M-1

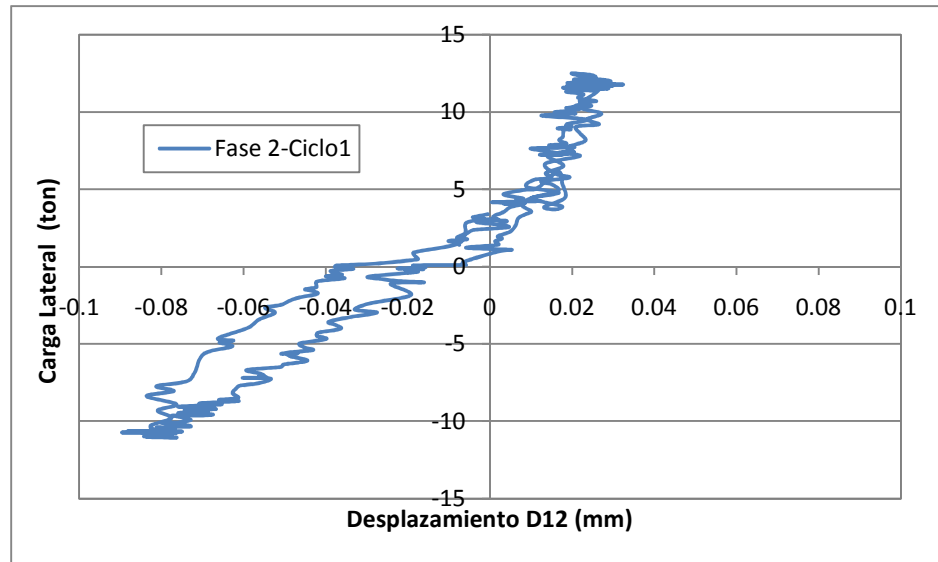


Gráfico 4.18: Carga Lateral vs. Desplazamiento D12, muro M-1

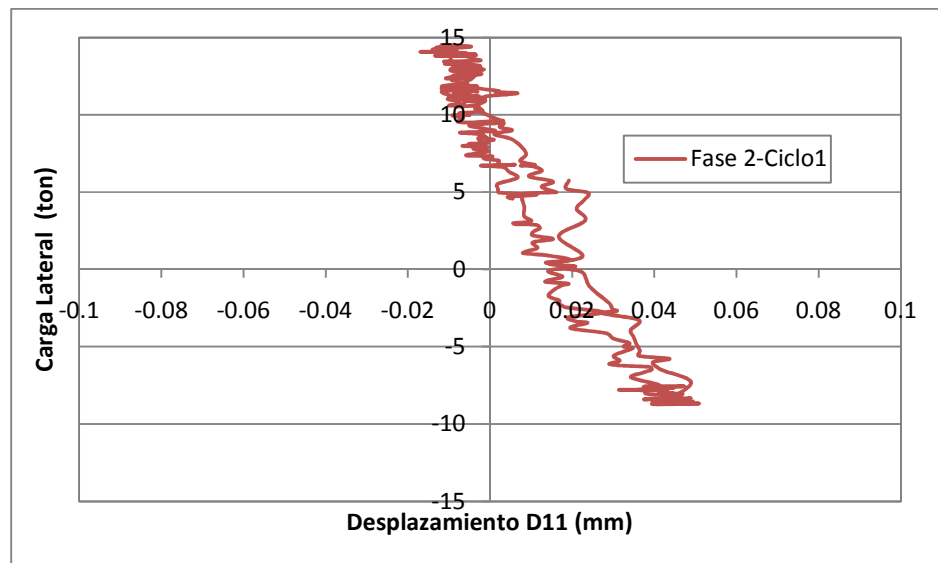


Gráfico 4.19: Carga Lateral vs. Desplazamiento D11, muro M-2

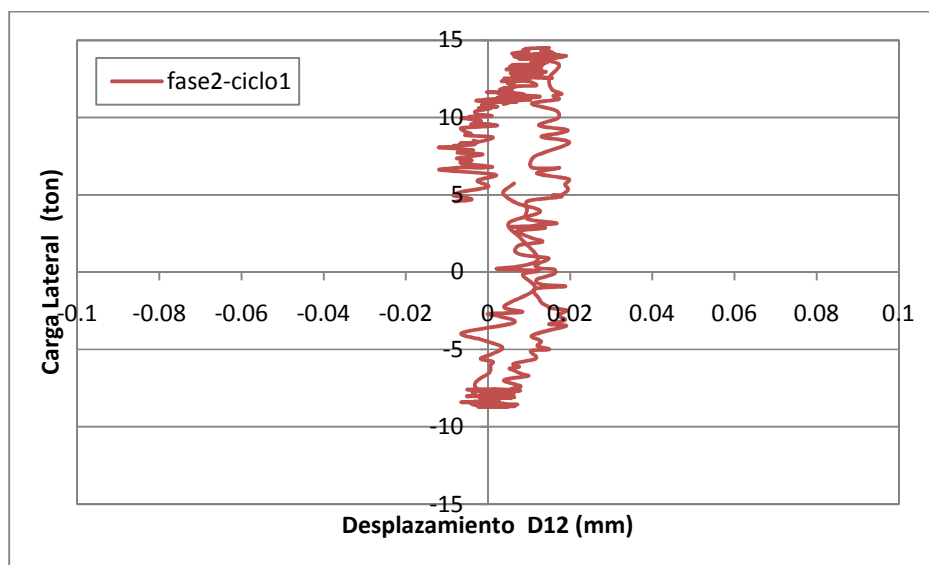


Gráfico 4.20: Carga Lateral vs. Desplazamiento D12, muro M-2

Tabla 4.10: Cálculo del Módulo de Corte (G) del Muro M-1

Muro M-1	L (mm)	Punto 1		Punto 2	
		V1 (ton)	D1 (mm)	V2 (ton)	D2 (mm)
LVDT D11	1100	-5.209	0.031	-8.175	0.052
LVDT D12	1100		-0.045		-0.063

LVDT D11 $\epsilon_1=(D2-D1)/L$	LVDT D12 $\epsilon_2=(D2-D1)/L$	$\Delta\gamma= \epsilon_1 + \epsilon_2 $	τ_1 (tn/m ²)	τ_2 (tn/m ²)	$\Delta\tau$ (tn/m ²)	$G=\Delta\tau/\Delta\gamma$ (tn/m ²)
1.909E-05	-1.636E-05	3.545E-05	27.13	42.58	15.45	435,800

4.5.8 Cálculo del Módulo de Elasticidad (E)

El cálculo del Módulo de Elasticidad se realizó usando la rigidez lateral calculada en el acápite 4.5.6 de manera experimental, asumiéndose una relación de E/G igual a 2.3, según lo dispuesto en la Norma de Concreto Armado E.060. Este valor corresponde a $\mu=0.15$ y éste puede variar entre 0.12 y 0.20, es decir, incluso asumiendo la relación propuesta en la Norma Peruana, existe una gran variabilidad en el cálculo de E.

La ecuación 4.1 muestra la rigidez lateral para un muro en voladizo.



Ecuación 4.1

$$K = \frac{E}{\frac{h^3}{3I} + \frac{fh(\frac{E}{G})}{A}}$$

Donde:

E: Módulo de Elasticidad.

K: Rigidez Lateral= 20150 ton/m (acápite 4.5.6)

h: Altura del muro al eje del actuador= 2.40 m.

I: Momento de Inercia= $BL^3/12 = 0.08 \cdot 2.4^3/12 = 0.09216 \text{ m}^4$.

f: Factor de Forma= 1.2 (sección rectangular)

G: Módulo de corte. Según la Norma E.060, $E/G = 2.3$.

A: Área de la sección= $BL = 0.08 \cdot 2.4 = 0.192 \text{ m}^2$.

Reemplazando los datos en la ecuación 4.1, se obtiene:

$$E = 1'703,000 \text{ ton/m}^2$$

De igual manera, el módulo de elasticidad también puede ser estimado según la Norma E.060 como:

$$E = 15,000\sqrt{f'c}$$

Utilizando el valor real de la resistencia a la compresión ($f'c = 208 \text{ kg/cm}^2$) obtenido del ensayo a compresión a 28 días de edad (acápite 2.2), se obtiene:

$$E = 2'163,300 \text{ ton/m}^2$$

Se puede apreciar que estos dos últimos valores de E son similares, con una diferencia de alrededor de 28%; en cambio, los valores obtenidos en el acápite



4.4.1.1, 3'276,000 ton/m² para el muro M-1 y 1'693,000 ton/m² para M-2, difieren en 93% entre ellos, por lo que se confirma que estos valores no son confiables, mientras que el obtenido mediante la ecuación 4.1 es aceptable.

4.6 Distorsión Máxima y Envolvente V-D

La Distorsión Máxima admisible para elementos de diferentes materiales está indicada en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030. En su artículo 15, Desplazamientos Laterales Permisibles, muestra el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, el cual se presenta en la tabla 4.11.

Tabla 4.11: Límites para Desplazamiento Lateral de Entrepiso. Norma E.030

Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

Si bien el material del muro es de concreto armado y, por lo tanto, su desplazamiento lateral máximo debería ser 0.007, la Norma E.030 indica que al ser un Muro de Ductilidad Limitada, su distorsión angular máxima es de 0.005.

La altura del muro desde su base hasta el eje del actuador es de 2.40 m, con ello se puede calcular el desplazamiento lateral máximo ante sismos severos como: $2400 \times 0.005 = 12.0$ mm. Esto corresponde al desplazamiento lateral de la Fase 7 (D= 12.50 mm).

Ambos muros cumplieron de manera satisfactoria la distorsión angular máxima indicada por la norma de Diseño Sismorresistente, debido a que en la fase 7 del ensayo no hubo una trituración importante en los talones, sino un ligero descascamiento del concreto. Por otro lado, en el muro M-1, hubo una pequeña degradación de resistencia que se inició en el segundo ciclo de la fase 10 (D= 20.00 mm), y que se acentuó en el tercer ciclo de la fase 10; sin embargo, ésta fue de aproximadamente 6%.



El muro M-2 presentó un comportamiento similar, sus talones no mostraron un daño importante pero presentó una mayor pérdida de resistencia que el muro M-1, que se inició en la fase 9 del ensayo. El porcentaje de degradación de resistencia fue aproximadamente de 13.5%. Cabe mencionar que el daño se concentró en la esquina superior izquierda del muro provocado por el deslizamiento que ocurrió en la unión del muro con la viga solera desde la fase 7 del ensayo.

En el gráfico 4.21 se presenta la Curva de Capacidad dada por la envolvente V-D1 en su rama positiva y negativa. Se puede apreciar que la rigidez lateral va decreciendo conforme se va desarrollando el ensayo, en tanto, la fuerza lateral va creciendo hasta llegar a su valor máximo, para luego decrecer en las últimas fases.

Debido a la mayor carga axial existente en M-1, su resistencia fue ligeramente mayor que la del muro M-2; sin embargo, ambos muros tuvieron un comportamiento inelástico satisfactorio, de tal manera que el muro M-1 empezó a perder resistencia en el segundo ciclo de la fase 10 ($D1= 20$ mm) y en el muro M-2, la degradación de resistencia se inició en el segundo ciclo de la fase 9 ($D1= 17.5$ mm), superándose en ambos casos a la deriva máxima reglamentaria.

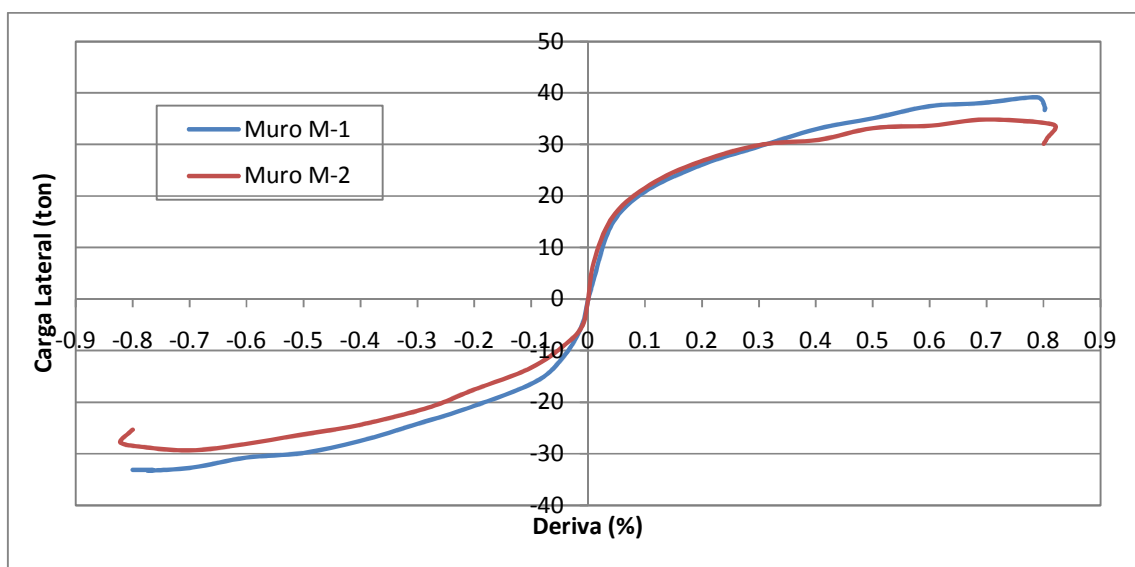


Gráfico 4.21: Envoltura V-D1, Muros M-1 y M-2



Capítulo 5

Interpretación de Resultados

5.1 Resistencia a la Compresión ($f'c$)

Si bien la resistencia especificada para el diseño estructural de ambos muros fue de 175 kg/cm^2 , luego de realizar los ensayos de compresión (acápite 2.2), la resistencia a los 28 días de edad fue de 208 kg/cm^2 , valor superior en 19% al especificado. Según los diseñadores de UNICON, usualmente se obtienen resultados similares para la mayoría de obras reales.

5.2 Revisión de la necesidad de confinar los bordes del muro

De acuerdo a la Norma de Concreto Armado E.060, para los muros que son continuos desde la base hasta su parte superior y diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial, sus bordes deben confinarse si la profundidad del eje neutro (C) excede la siguiente expresión:

$$C > \frac{L}{\left[(600) \left(\frac{\delta_u}{h} \right) \right]}$$

Donde:

C: Eje neutro.

L: Longitud del muro completo considerado en dirección de la Fuerza Cortante= 240 cm.

δ : Desplazamiento de diseño.



h: Altura desde la base hasta el eje del actuador.

De acuerdo a lo indicado por la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, para sistemas de Ductilidad Limitada, la deriva máxima (δ_u/h) es 0.005, con lo cual obtenemos que:

$$C > \frac{240}{[(600)(0.005)]} = 80 \text{ cm}$$

Para el cálculo de la profundidad del eje neutro fue necesario elaborar el Diagrama de Interacción correspondiente a los valores nominales de Carga Axial (P_n) y Momento Flector (M_n) de ambos muros. Para ello, se utilizó los valores medidos de las propiedades de los materiales (capítulo 2): $f'_c = 208 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4460 \text{ kg/cm}^2$ (acero dúctil de 12 mm) y f_y nominal = $6,770 \text{ kg/cm}^2$ (malla electrosoldada).

En la gráfica 5.1 se presenta el Diagrama de Interacción para ambos muros. Esta gráfica es única, debido a que las dos placas tuvieron el mismo refuerzo vertical y la misma resistencia del concreto.

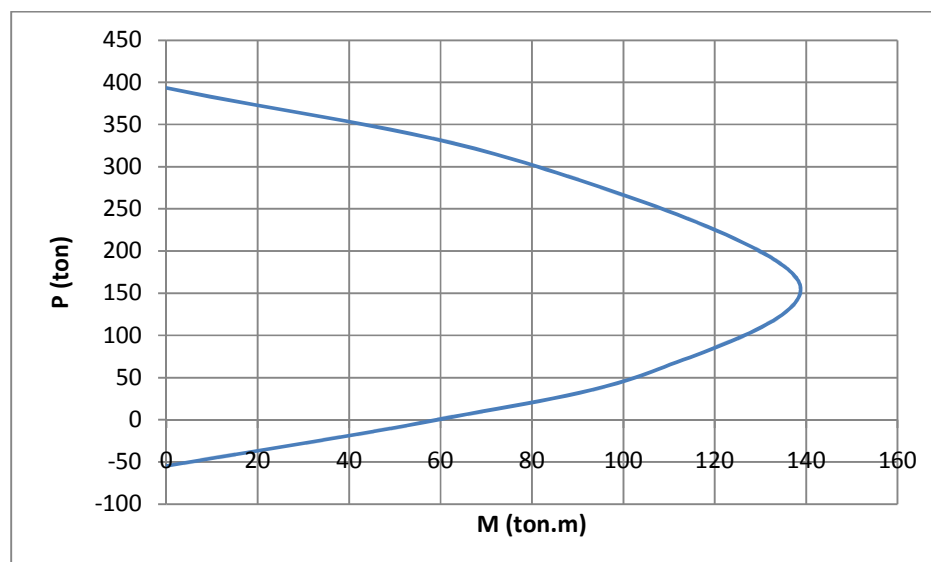


Gráfico 5.1: Diagrama de Interacción muros M-1 y M-2.



Ingresando en el gráfico la carga axial para el muro M-1 de $P_u=15.44$ ton, se obtuvo que $M_n= 73.96$ ton-m asociado a una profundidad de eje neutro de 33.7 cm, como este valor no excede de 80 cm, entonces para M-1 no es necesario el confinamiento.

De manera similar, para el muro M-2, se ingresó al diagrama de interacción con una carga axial de $P_u=7.61$ ton y se obtuvo $M_n= 66.74$ ton-m, asociado a un eje neutro igual a 28.10 cm. Por tanto, el muro M-2 tampoco necesita confinamiento en sus bordes.

Cabe indicar que los talones de ambos muros no sufrieron un agrietamiento importante como desprendimiento de grandes pedazos de concreto o que el refuerzo quedara a la vista, por el contrario, presentaron fisuramiento y desprendimiento de trozos muy pequeños de concreto. Esto se debió a que la falla principal en ambos muros fue por fuerza cortante y no por flexión.

5.3 Resistencias teóricas y Falla esperada

Para la evaluación de las resistencias teóricas se usaron los valores reales de las propiedades de los materiales (capítulo 2).

5.3.1 Resistencias Teóricas

a) Resistencia del Concreto a Tracción por Flexión (V_{cr})

Sabiendo que el concreto se agrieta por tracción cuando alcanza un esfuerzo de $\sigma = 2\sqrt{f'_c}$ (cantidad con alta variación) y utilizando la siguiente expresión de flexión compuesta:

$$\sigma = -\frac{P}{A} + \frac{M_{cr} * y}{I}$$



Donde,

P: Carga Axial aplicada a cada muro.

A: Área de la sección= 1920 cm².

Mcr: Momento de agrietamiento.

y: Distancia desde el centroide hasta la fibra extrema traccionada= 120 cm.

I: Momento de Inercia de la sección= 9216000 cm⁴.

Podemos obtener Mcr para cada muro y la fuerza lateral asociada al momento de agrietamiento, calculada como el cociente de Mcr y la altura desde la base del muro al eje del actuador (h= 2.40 m).

Muro M-1: P= 15440 kg. Mcr= 28.36 ton.m Vcr= 11.82 ton.

Muro M-2: P= 7610 kg. Mcr= 25.23 ton.m Vcr= 10.51 ton.

b) Resistencia a Fuerza Cortante aportada por el Concreto (Vc)

Para determinar el valor de Vc se aplicó la siguiente expresión del capítulo 11.3.1.2 de la Norma E.060:

$$V_c = 0.53 (\sqrt{f'_c}) (t)(L) \left(1 + \frac{0.0071P}{A_g}\right)$$

Donde:

Vc: Resistencia a Fuerza Cortante aportada por el concreto.

f'c: Resistencia del concreto a compresión= 208 kg/cm².

t: Espesor del muro= 8 cm.

L= Longitud del muro= 240 cm.

P= Carga vertical aplicada a cada muro.

A_g: Área de la sección= 1920 cm².



De lo cual obtenemos para ambos muros:

Muro M-1: P= 15440 kg. Vc= 15.54 ton.

Muro M-2: P= 7610 kg. Vc= 15.11 ton.

La Norma E.060, en el capítulo 11.10.5 indica que la contribución del concreto, Vc, también puede ser calculada como:

$$V_c = A_{cw} * \alpha_c * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

Vc: Resistencia a Fuerza Cortante aportada por el concreto.

f'c: Resistencia del concreto a compresión= 208 kg/cm².

A_{cw}: Área de la sección del concreto de un segmento vertical individual de un muro que resiste cortante=8*240=1920 cm².

α_c= 0.8 para (h_m/l_m)≤1.5.

De lo cual obtenemos para ambos muros:

$$V_c = 22.15 \text{ ton.}$$

c) Resistencia Máxima al Corte (V_{mc})

La resistencia máxima al corte se calculó como V_{mc}= V_c+V_s, donde V_c es la resistencia aportada por el concreto y V_s es la resistencia aportada por el refuerzo horizontal (ρ=0.00233). Se debe mencionar que se usó una cuantía de refuerzo horizontal ligeramente menor a la cuantía mínima exigida por la Norma de Concreto Armado E.060 (ρ=0.0025).



Vs se calculó de acuerdo a la siguiente expresión 11.5.7.2 de la Norma E.060:

$$V_s = A_v f_y d/s$$

Donde,

Vs: Resistencia al corte aportada por el refuerzo horizontal.

Av: Área de refuerzo con un espaciamiento s= 15 cm.

fy: Esfuerzo de fluencia estimado de la malla electrosoldada $\phi 6\text{mm} = 6767 \text{ kg/cm}^2$.

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción= 240 cm.

Con lo cual se obtiene para ambos muros:

$$V_s = 30.32 \text{ ton.}$$

Por tanto, para ambos muros:

Muro M-1: $V_{mc} = 15.54 + 30.32 = 45.86 \text{ ton.}$

Muro M-2: $V_{mc} = 15.11 + 30.32 = 45.43 \text{ ton.}$

La Norma E.060, en el capítulo 11.10.10.1 indica que la contribución del refuerzo horizontal, Vs, también puede ser calculada como:

$$V_s = A_{cw} * \rho_h * f_y$$

Donde,

Vs: Resistencia al corte aportada por el refuerzo horizontal.

ph: Cuantía de refuerzo horizontal.

Acw: Área de la sección del concreto de un segmento vertical individual de un muro que resiste cortante= $8 * 240 = 1920 \text{ cm}^2$.



f_y : Esfuerzo de fluencia estimado de la malla electrosoldada $\phi 6\text{mm} = 6767 \text{ kg/cm}^2$.

Con lo cual se obtiene para ambos muros:

$$V_s = 30.27 \text{ ton.}$$

Por tanto, para ambos muros:

$$V_{mc} = 22.15 + 30.27 = 52.42 \text{ ton.}$$

d) Resistencia Máxima a Flexión (V_{mf})

Para el cálculo de esta resistencia es necesario determinar el momento flector asociado a la carga vertical aplicada e ingresar al diagrama de interacción, lo cual se hizo en el acápite 5.2. V_{mf} se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_{mf} = \frac{M_n}{h}$$

Donde:

M_n : Momento Flector Nominal obtenido del Diagrama de Interacción.

h : Altura medida desde la base hasta el eje del actuador = 2.40 m.

Entonces,

Para el **muro M-1**:

$$M_n = 73.96 \text{ ton.m} \rightarrow V_{mf} = 30.82 \text{ ton.}$$

Para el **muro M-2**:

$$M_n = 66.74 \text{ ton.m} \rightarrow V_{mf} = 27.81 \text{ ton.}$$



Cabe indicar que el valor M_n fue obtenido del diagrama de interacción, en el cual se usó $f_y = 4455 \text{ kg/cm}^2$; sin embargo, en la etapa de grandes desplazamientos laterales, el refuerzo vertical puede incurrir en la zona de endurecimiento, incrementando hasta 1.6 veces (tabla 2.5) su resistencia, con lo cual V_{mf} podría alcanzar el valor de 49.31 ton, para M-1 y 44.50 ton, para M-2.

e) Resistencia al Deslizamiento (V_{ds})

La resistencia al deslizamiento se calculó con la siguiente expresión:

$$V_{ds} = \mu(N_u + \rho * f_y * t * L)$$

Donde:

V_{ds} : Resistencia al deslizamiento.

μ : Coeficiente de fricción concreto-concreto endurecido no intencionalmente rugoso= 0.6.

N_u : Carga axial. Se está considerando que la carga vertical aplicada contribuye como fuerza resistente al deslizamiento.

ρ : Cuantía del refuerzo de las espigas $\phi 8\text{mm} = 0.00625$, cuantía alta ya que se buscó que V_{ds} sea superior a V_{mf} .

f_y : Esfuerzo de fluencia para acero de 8 mm de diámetro= 5600 kg/cm^2 .

L : Longitud del muro en la zona con espigas= 1.70 m.

Con lo cual se obtiene:

Muro M-1: $V_{ds} = 37.84 \text{ ton}$.

Muro M-2: $V_{ds} = 33.15 \text{ ton}$.

Es importante mencionar que esta resistencia solo considera el aporte de las espigas de acero de 8 mm de diámetro. No se está considerando el aporte de los núcleos ($\phi 12\text{mm}$) ni el acero vertical de la malla ($\phi 6\text{mm}$), la razón es porque la



fuerza cortante y el momento flector actúan simultáneamente y adoptan sus valores máximos al mismo instante; además, investigaciones en muros de concreto de 10 cm (ver Anexo 1) han demostrado que la adición de espigas de acero han controlado de forma satisfactoria el deslizamiento.

5.3.2 Predicción del Tipo de Falla

Para el muro M-1, la resistencia a flexión ($V_{mf} = 30.82$ ton) es menor que la resistencia al corte ($V_{mc} = 45.83$ ton), por tanto era de esperarse una falla por flexión que derive en una falla por cortante ya que considerando el ingreso del refuerzo vertical en la zona de endurecimiento, el valor de V_{mf} se incrementa a 49.51 ton, sin que se produzca una falla por deslizamiento, que es lo que ocurrió experimentalmente durante el ensayo. Cabe mencionar que la resistencia al deslizamiento solo considera el aporte del acero de 8 mm, si considerara el aporte de todo el acero vertical (núcleos de 12 mm y malla electrosoldada), el valor de V_{ds} se incrementa a 51.8 ton.

De igual manera, para el muro M-2, la resistencia a flexión ($V_{mf} = 27.81$ ton) es menor que la resistencia al corte ($V_{mc} = 45.43$ ton) y el valor de V_{mf} se incrementa a 44.50 ton, por tanto su comportamiento fue similar a M-1, con la salvedad de que la viga solera se deslizó respecto del muro porque allí no se utilizaron espigas que impidieran esta falla. El valor de la resistencia al deslizamiento podría incrementarse a 47.1 ton

5.4 Comparación con los Resultados Experimentales

En el gráficos 5.2 se presenta las envolventes críticas de los lazos histeréticos registrados por el LVDT D1 para ambos muros. De esta gráfica podemos obtener los valores experimentales que se muestran en la tabla 5.1, para compararlas con los valores teóricos calculados en el acápite 5.3.

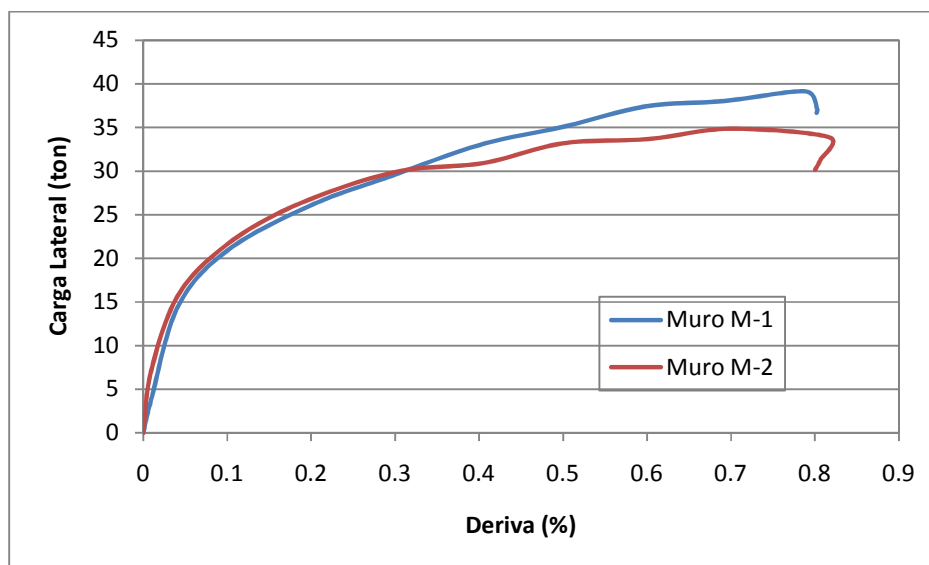


Gráfico 5.2: Envolvente Positiva Muros M-1 y M-2

Tabla 5.1: Comparación entre Valores Teóricos y Experimentales

Resistencia	Muro	Valor Experimental	Valor Teórico
V_{cr} : Resistencia a la primera fisura de tracción por flexión	M-1	12.14 ton con D= 0.04%	11.82 ton
	M-2	10.86 ton con D= 0.02%	10.51 ton
V_c : Fuerza Cortante aportada por el concreto.	M-1	18.63 ton con D= 0.08%	15.54 ton
	M-2	16.57 ton con D= 0.06%	15.11 ton
V_{mc} : Resistencia Máxima al Corte	M-1	39.14 ton con D= 0.8%	45.86 ton
	M-2	34.86 ton con D= 0.7%	45.43 ton

Se puede notar que el comportamiento de ambos muros fue similar debido a que sus resultados, tanto teóricos como experimentales, tuvieron poca diferencia.

La resistencia del concreto cuando ocurre la primera fisura por tracción (V_{cr}) obtenida experimentalmente, tuvo una diferencia con el valor teórico de 3% para ambos muros, mientras que la resistencia a la fuerza cortante aportada por el concreto (V_c) se obtiene una diferencia con el valor teórico de 20% y 10% para los muros M-1 y M-2, respectivamente.



Por otro lado, para la resistencia máxima al corte, se obtuvo una diferencia de 17% para el muro M-1 y 30% para el muro M-2.

La resistencia máxima al corte evaluada según los capítulos 11.10.5 y 11.10.10.1 de la Norma E.060 en los capítulos 5.3.1 incisos b y c, se obtuvo un valor de $V_{mc} = 52.42$ ton que supera el valor obtenido experimentalmente en 32% y 49% para muro M-1 y M-2, respectivamente.

5.5 Resistencia Máxima

Debido a la mayor carga axial existente en M-1, la resistencia máxima alcanzada por el muro M-1 (39.14 ton) fue mayor que la resistencia del muro M-2 (34.86 ton) en alrededor del 12%, sin que en ningún caso haya trituración de los talones. En ambos casos la falla fue por corte.

Los dos muros tuvieron una respuesta estructural similar que se puede apreciar en el gráfico 4.21 y ambos cumplieron satisfactoriamente con la distorsión angular exigida en por la Norma Peruana E.030 (0.005), asociada a la fase 7 del experimento.

Si bien el muro M-2 tuvo menor resistencia, esto también pudo deberse a que desde la fase 7 del ensayo se produjo un deslizamiento de la viga solera respecto al muro, dejando el refuerzo en la esquina superior izquierda a la vista, en tanto que el resto del muro sufrió menor agrietamiento en comparación con el muro M-1. Esta falla por deslizamiento debe estudiarse con mayor profundidad, en vista que ocurrió en una zona donde la flexión era nula, razón por la cual no se agregaron espigas que controlaran el deslizamiento.

5.6 Determinación del Factor R

El factor de reducción de fuerza sísmica (R) se define como el cociente entre la fuerza máxima impuesta por el sismo en la correspondiente estructura ideal



elástica y la resistencia de la estructura (Ref. 9). Para su determinación se utilizó el criterio de igualación de energías², según el cual, se iguala la capacidad de absorción de energía inelástica (E_h) a la energía que absorbería el sistema si se comportase elásticamente (E_e). Esta igualdad permite determinar la máxima carga elástica (V_e) en función de E_h y la rigidez inicial experimental K_o , que luego al ser dividida entre la máxima resistencia teórica del muro (V_r) se obtiene R (Ref. 4). En la figura 5.1 se muestra el criterio de energías.

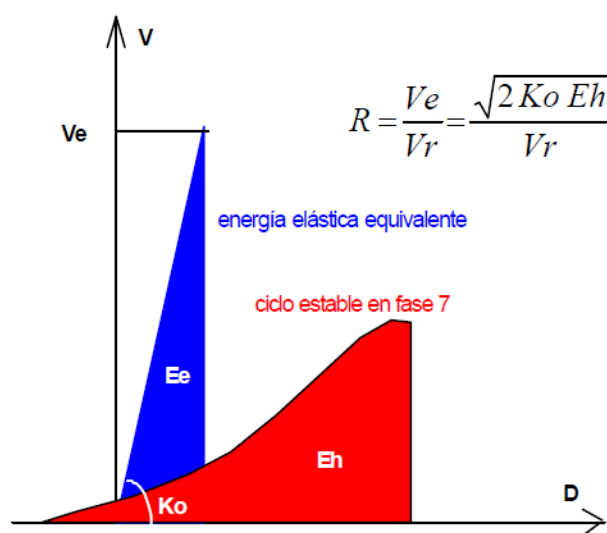


Figura 5.1: Criterio de Igualación de Energías (Ref. 4)

La resistencia teórica del muro en una falla por flexión, V_r o V_{mf} , fue calculada en el acápite 5.3.4, 30.82 ton y 27.81 ton, para M-1 y M-2, respectivamente. De igual manera, la rigidez elástica de cada muros se obtuvo en el acápite 4.5.6, donde $K_o = 17578$ ton/m para M-1 y 22722 ton/m para M-2.

Para determinar el valor de E_h se usó la información registrada en la Fase 7 ($D_1 = 12.5$ mm), debido a que está asociada a una distorsión angular de 0.005, deriva indicada por la Norma E.030 para muros de ductilidad limitada. Mediante

² Para una más amplia información sobre el Criterio de igualación de energías, véase: PARK R. y PAULAY T. 1980 "Diseño por cargas sísmicas". *Estructuras de concreto Reforzado*. México, p. 568.



integración numérica obtenemos para el muro M-1, $E_h = 279$ ton-mm y para M-2, $E_h = 240$ ton-mm.

Reemplazando los valores en la fórmula indicada en la figura 5.1, obtenemos:

Muro M-1: $R = 3.21$

Muro M-2: $R = 3.76$

De forma conservadora, cuando no se considera la falla por deslizamiento, que recién se inició en la fase 7 del ensayo, es conveniente asumir una distorsión máxima de entrepiso de 0.005 para que no ocurra la falla antes mencionada y un factor de reducción sísmica R igual a 4, contemplando la mayor sobrerresistencia que tienen las estructuras reales.

5.7 Módulo de Elasticidad (E) y Módulo de Corte (G)

Los valores del Módulo de Elasticidad calculados para M-1 y M-2 usando la carga vertical aplicada (acápite 4.4.1.1), mostraron una gran diferencia siendo el primero casi el doble del segundo por lo que los resultados obtenidos no pueden considerarse representativos. Esto se debió a que los desplazamientos registrados fueron muy pequeños, fuera del rango de precisión del LVDT y porque incluyen las cangrejeras existentes en la base del muro.

El valor de "E" se calculó usando la rigidez experimental (K_o) y el valor de f'_c (acápite 4.5.8), dando como resultado valores mucho más razonables y con una diferencia aceptable entre ellos (28%).

En cuanto al Módulo de Corte, no pudo ser calculado para ambos muros (acápite 4.5.7), debido a que los valores registrados escapaban del rango de precisión de los LVDT. Es importante mencionar que los resultados experimentales obtenidos para E y G no son válidos y deben ser considerados como tal para cualquier referencia.



Capítulo 6

Conclusiones y Recomendaciones

Las conclusiones y recomendaciones presentadas a continuación hacen referencia tanto a los resultados obtenidos de los ensayos de los materiales como de los obtenidos en los Muros de Concreto Armado de 8 cm de espesor.

6.1 Conclusiones

6.1.1 Proceso Constructivo

- Si bien el vaciado de ambos muros se hizo utilizando carretillas y latas en vez de usar bomba como usualmente se realiza en construcciones reales, no se presentó de forma significativa cangrejas ni segregación (Fotos 3.7 y 3.8). El resane se hizo usando epóxico y mortero, que contenía una mezcla de cemento y arena gruesa con proporción volumétrica 1:3, y funcionó adecuadamente durante los experimentos.
- Es importante mencionar que si bien en el laboratorio se controló al máximo las condiciones de colocación, vibrado y compactación del concreto, aparecieron cangrejas. Esto lleva a reflexionar sobre cómo este problema podría presentarse en obra, en donde no hay un control de calidad tan estricto ni mano de obra calificada. La influencia de las cangrejas en la resistencia del concreto todavía no ha podido ser cuantificada por lo que es imprescindible realizar un adecuado seguimiento en la colocación en obra del concreto.



- Se realizó el vaciado desde una altura considerable (2.3 m) y es la causa principal de que aparezca segregación en la base de los muros. Para evitar esto, el vaciado fue realizado utilizando descansos intermedios, es decir, se colocó el concreto en capas no superiores de 50 cm, horizontales y de forma uniforme y con un tiempo adecuado de vibración en cada capa antes de continuar con el vaciado de la siguiente. Sólo se pudo apreciar una leve segregación causada por la falta de hermeticidad de los encofrados que permitió la fuga de la pasta de cemento.
- En ambos muros se rayó la superficie de la viga de cimentación y se limpió de partículas sueltas para mejorar la adherencia entre el concreto viejo con el concreto nuevo. De igual manera, la superficie del muro fue rayada para mejorar la adherencia entre el concreto de éste con el concreto de la viga solera, aún así en el muro M-2 se presentó deslizamiento entre estos elementos, aunque este deslizamiento se inició para una deriva de 0.005, que es el valor máximo permitido por la Norma Sismorresistente E.030.
- Asimismo, las corbatas al ser retiradas, dejan aberturas en el muro que durante la realización del ensayo, muchas fisuras diagonales desviaron su recorrido al llegar a estas ranuras; sin embargo, esto no tuvo repercusión en los resultados.

6.1.2 Comportamiento a Carga Lateral

- Ambos muros tuvieron una respuesta estructural similar ante la aplicación de la carga lateral, produciéndose una degradación de rigidez conforme progresaba el ensayo, en tanto que la degradación de resistencia se produjo en la última fase del ensayo para el muro M-1 y en la fase 9 para el muro M-2.
- En ambos muros no ocurrió una significativa trituración de los talones, sino que ésta fue superficial con desprendimiento de pequeños trozos de



concreto, pero sin comprometer el comportamiento estructural del muro. Así mismo, para la distorsión angular de 0.005 indicada por la Norma E.030 para Muros de Ductilidad Limitada, los talones y los muros en sí, tuvieron un comportamiento satisfactorio.

- El tipo de falla predominante obtenida en los dos muros fue por corte, falla frágil pero que fue controlada por el refuerzo horizontal del muro. La resistencia máxima al corte fue alcanzada en las dos últimas fases del ensayo, obteniéndose valores experimentales muy similares a los teóricos.
- La viga solera del muro M-2 se deslizó respecto al muro ocasionando que la esquina superior izquierda sufra un agrietamiento importante y dejando el refuerzo a la vista. Al producirse este deslizamiento, el daño se concentró en dicha esquina y en el resto del muro ocurrió menor agrietamiento en comparación con el muro M-1. Este tipo de falla no estaba prevista, dado que la flexión es nula en esa zona, por lo que no se agregaron espigas que la controlaran.
- Los lazos histeréticos de ambos muros fueron semejantes, con una mayor resistencia del muro M-1 sobre M-2, dada por la mayor carga axial existente en M-1.

6.1.3 Disposición de Espigas y Falla por deslizamiento

- La falla por deslizamiento es una falla muy peligrosa que se produce en la base de los muros sobre todo cuando se usa una línea central de refuerzo (como en esta investigación), debido a que ante fuerzas sísmicas transversales el muro queda inestable y se apoya sobre uno de sus bordes longitudinales, disminuyendo el área de corte y junto con el efecto cíclico de los sismos, produce la trituration de la base del muro en forma de reloj de arena, con el subsecuente pandeo del refuerzo vertical o su falla por cizalle.



- Se usó espigas de acero dúctil ancladas en la viga de cimentación y dispuesta en la línea central del refuerzo para lograr controlar la falla por deslizamiento, la cual no ocurrió en ninguno de los muros, excepto en la unión solera-muro M-2 (acápite 6.1.2).
- Luego de culminado el ensayo y de haberse aplicado un desplazamiento máximo de 20 mm en la última fase, los muros quedaron estables a pesar de que se usó una sola línea de refuerzo, debido a que se evitó el deslizamiento.

6.1.4 Forma de Falla, Distorsión Máxima y Factor R

- Ambos muros fueron diseñados para que la resistencia máxima a flexión sea menor que la resistencia al corte y que la resistencia al deslizamiento. Sin embargo, en ambos muros se produjo una falla por corte. Aún así, ambos muros tuvieron buen comportamiento hasta que en la fase 7 se produjo la falla por deslizamiento en la unión solera-muro M-2. Para evitar esto, se consideró que la deriva máxima debe ser 0.005 y para esta deriva, el factor de reducción R debía ser 4, similar a lo que establece la Norma E.030 para EMDL.

6.1.5 Efectos de la Carga Vertical

- En esta investigación, la carga vertical aplicada a los muros representaba la carga existente en un muro central para M-1 y un muro esquinero para M-2, de una edificación para viviendas de cinco pisos.
- La carga vertical ayudó a controlar el agrietamiento a tracción por flexión en la base del muro e incrementó la resistencia a deslizamiento. Ambos muros tuvieron un comportamiento semejante con una ligera mayor resistencia para M-1.



6.1.6 Módulo de Elasticidad (E) y Módulo de Corte (G)

- Los valores del Módulo de Elasticidad obtenidos mediante la carga vertical aplicada a los muros M-1 y M-2 no fueron válidos porque presentaron una diferencia de 93%. Esto pudo deberse a que los desplazamientos verticales fueron muy pequeños, por debajo de la precisión de los LVDT, y porque incluyeron a la base con cangrejas.
- Los valores de “E” usando la rigidez lateral (K_0) y la resistencia del concreto a compresión f'_c (acápite 4.5.8) fueron aceptables. Por otro lado, el valor del Módulo de Corte no pudo obtenerse (acápite 4.5.7), debido a que los valores registrados estaban fuera del rango de los LVDT.
- Para fines de análisis estructural, puede emplearse $E = 15000\sqrt{f'_c}$ y $E/G = 2.3$, con estos valores pudo predecirse la rigidez lateral inicial experimental.

6.2 Recomendaciones

- El vaciado del concreto debe hacerse con mucho cuidado para evitar que se produzcan cangrejas. Se recomienda un estricto control de calidad que incluya una adecuada colocación, compactación y vibrado durante el vaciado y con el fin de evitar segregación, vaciar en capas horizontales y uniformes de 50 cm.
- Si bien en obra no se realiza ningún tratamiento a la superficie, se recomienda que las losas sean rayadas o escarificadas previo al vaciado de los muros superiores, para mejorar la adherencia del concreto nuevo con el concreto viejo y también para mejorar la resistencia del muro al deslizamiento.
- Aunque en la presente investigación se usó una sola línea de refuerzo, se recomienda que las espigas estén dispuestas en zig-zag para que los muros



no queden en equilibrio inestable ante la acción simultánea de fuerzas sísmicas transversales en caso ocurra una falla por deslizamiento.

6.3 Línea Futura de Investigación

Los resultados de esta investigación fueron satisfactorios y el sistema de Muros de Concreto de 8 cm de espesor presenta grandes ventajas con el propósito de cubrir la demanda existente de viviendas económicas y seguras para los sectores de escasos recursos de nuestro país. Sin embargo, dado que solo se han ensayados dos muros se sugiere que la investigación debe continuar en lo siguiente:

- Debe analizarse el comportamiento de los muros ante cargas transversales a su plano para analizar su comportamiento estructural, especialmente por pandeo.
- Debe analizarse la influencia del paso de tuberías en la resistencia y comportamiento del muro, especialmente cuando estos se ubican en los extremos del muro.
- Deben ensayarse a carga cíclica lateral muros con distintos niveles de carga vertical, esbeltez, refuerzo interno, disposición de espigas con el fin de poder optimizar el diseño de estos muros delgados.
- En este proyecto el refuerzo vertical dúctil colocado en los extremos fue continuo; sin embargo, en las construcciones reales los traslapan en el primer piso, por lo que esto debe analizarse experimentalmente.

Referencias

1. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Información Estadística. <http://www.vivienda.gob.pe/destacados/vivienda.aspx>
2. DELGADO, Raúl y PEÑA, Catalina. *Tesis para optar el título de Ingeniero Civil: Edificios Peruanos con Muros de Ductilidad Limitada*. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, 2006.
3. MUÑOZ, Alejandro, SAN BARTOLOMÉ, Ángel y Otros. *Comportamiento Sísmico de Placas de Concreto reforzadas con Mallas Electrosoldadas*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
4. MUÑOZ, Alejandro, SAN BARTOLOMÉ, Ángel, y Otros. *Control de la Falla por Deslizamiento en Placas de Concreto reforzadas con Mallas Electrosoldadas*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
5. SAN BARTOLOMÉ RAMOS, Ángel. *Comportamiento a Carga Lateral de Muros Delgado de Concreto reforzados con Mallas Electrosoldadas y Acero Dúctil*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
6. ROJAS, Luis, KOO, José y SAN BARTOLOMÉ, Ángel. *Estudio Experimental de los Dos Criterios del ACI empleados para Confinar los Bordes de los Muros de Concreto Armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
7. MADALENGOITIA, Fernando, MUÑOZ, Alejandro y SAN BARTOLOMÉ, Ángel. *Comportamiento a Fuerza Cortante de Muretes de Concreto reforzados con Malla Electrosoldada, Acero Dúctil y Fibra Metálica*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
8. OTTAZZI PASINO, Gianfranco. *Apuntes del Curso Concreto Armado I*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima: Novena Edición, 2008.

9. MUÑOZ PELAEZ, Alejandro. *Apuntes del Curso Ingeniería Sismorresistente*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, 2008.
10. COMPAÑÍA BASF PERUANA S.A. *Folletos de Información*. Lima Perú, 2010.
11. SENCICO. *Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño Sismorresistente y Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, 2009.
12. BOLAÑOS, Harold y MORENO, Miguel. *Tesis para optar el título de Ingeniero Civil: Ensayo de Carga Lateral Cíclica en Muros Portantes Placa P-14*. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, 2007.
13. SAN BARTOLOMÉ RAMOS, Ángel. *Construcciones de Albañilería*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, 2001.
14. HARSÉN, Teodoro. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima: Cuarta Edición, 2005.
15. GERE, James, TIMOSHENKO, Stephen. *Mecánica de Materiales*. International Tomson Editores. México, D.F., 1998.
16. PARK R. y PAULAY T. *Estructuras de concreto reforzado*. Editorial Limusa S.A. México, D.F., 1980.

Anexos

Anexo 1: Investigaciones Realizadas

a) Comportamiento sísmico de placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas

Este proyecto realizado en la PUCP (Ref. 3) tuvo como objetivos estimar experimentalmente el factor de reducción sísmica (R), los desplazamientos inelásticos que aseguren un adecuado comportamiento estructural, la efectividad tanto de las mallas electrosoldadas ante fuerza cortante sísmica como la del empleo de una sola malla ubicada en el eje del muro.

Se construyeron tres placas cuyas dimensiones fueron idénticas: 2.4 m de alto, 2.0 m de largo y 10 cm de espesor. Además los muros contaron con la misma cuantía de refuerzo vertical y horizontal, la misma calidad de concreto y la misma mano de obra. La diferencia entre las tres placas radicó en que la placa P1 utilizó como refuerzo una malla electrosoldada, la placa P2 tuvo un refuerzo convencional y la placa P3 doble malla electrosoldada y confinamiento en los extremos.

Las tres placas fueron ensayadas a carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado y manteniendo constante la carga vertical (esta carga simulaba las cargas que soporta un muro central de un edificio de cuatro pisos).

Finalmente, luego de realizar los ensayos se concluyó lo siguiente:

- Efectos de las mallas en las zonas centrales de las placas. El efecto de la fuerza cortante en la resistencia del refuerzo no pudo analizarse porque en todos los casos las fisuras diagonales fueron muy finas debido a que en la placa P3 la falla fue por flexión y en las placas P2 y P3 por deslizamiento.

- Traslapes del refuerzo vertical y disposición de las espigas. Las placas P1 y P2 (que tenía como refuerzo una malla central) mostraron una falla por deslizamiento y quedaron en equilibrio inestable ante fuerzas transversales, mientras que la placa P3 (en la cual se usó doble hilera de espigas) tuvo una mejor respuesta al usar doble malla como refuerzo.
- Forma de falla, distorsión máxima y factor R. Se concluyó que la falla por deslizamiento debe evitarse al ser muy peligrosa sobre todo en muros con una sola línea de refuerzo, debido a que el muro se inclina sobre uno de sus bordes longitudinales disminuyendo el área de corte para acciones coplanares que actúen simultáneamente con las transversales.

Además se concluyó que para evitar la falla por deslizamiento el diseño a la rotura debe considerar una deriva máxima de 0.005 junto con un factor de reducción sísmica $R=3$.

- Efectos de la carga vertical. La carga vertical ayuda a los muros a tener una mejor respuesta ante sollicitaciones de corte-fricción y disminuye la longitud de la zona fisurada a tracción flexión en la base del muro. Por otro lado, muros con baja carga axial (como puede ser un muro esquinero), podrían presentar con anticipo una falla por deslizamiento.

b) Control de la falla por deslizamiento en placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas.

Proyecto realizado en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP (Ref. 4) tuvo como objetivo controlar la falla por deslizamiento, que ocurre en muros reforzados con un sola malla electrosoldada ante sollicitaciones sísmicas. Para ello, se utilizó como refuerzo espigas de acero dúctil dispuestas en zig-zag que resistieran la fuerza cortante actuante.

Se construyeron tres especímenes a escala natural con las mismas dimensiones: 2.40 m de alto, 2.0 m de largo y 10 cm de espesor, con la misma cuantía de

refuerzo horizontal y vertical, la misma calidad del concreto y la misma técnica de vaciado y compactación.

El refuerzo vertical usado en la zona de traslape de los muros fue distinto: para la placa P1 se usó malla electrosoldada solo como refuerzo de traslape colocado en el eje del muro con una altura uniforme de 50 cm; en la placa P2 se usaron espigas de acero dúctil con cuantía similar a la de P1, ubicadas en zig-zag y con una altura alternada variable de 50 y 80 cm. Finalmente, en la placa P3 se usaron espigas dúctiles, con el doble de cuantía que en la placa P2, y de igual manera ubicadas en zig-zag y con altura variable de traslape de 50 y 80 cm.

Las tres placas fueron ensayadas a carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado, sin carga vertical. Finalmente, luego de realizar los ensayos se concluyó lo siguiente:

- Efectos de las mallas en la zona central de las placas. Las placas P1 y P2 fallaron por deslizamiento por lo que no pudo evaluarse la efectividad de la malla para distorsiones angulares mayores a 0.005. Sin embargo, para distorsiones menores se observó que la malla controló el grosor de las fisuras diagonales evitando una falla frágil por corte. En tanto, la falla en P3 fue por fuerza cortante y la malla proporcionó resistencia hasta una distorsión angular de 0.01, momento en el que se produjo la fractura de las varillas verticales, porque se encontraron a solicitaciones simultáneas de cizalle y tracción por flexión. Asimismo, se observó un buen desempeño para una distorsión angular del orden de 0.007.
- Traslapes del refuerzo vertical, disposición de espigas y falla por deslizamiento. En la placa P1 el refuerzo vertical de la franja de malla electrosoldada se fracturó para una distorsión angular de 0.006 debido a las solicitaciones simultáneas de cizalle y tracción, a partir de ese momento, el refuerzo convencional usado en los extremos trabajó en mayor grado y debido a esto se pandeó de forma excesiva.

En la placa P2 las espigas ubicadas en zig-zag solo fueron colocadas como refuerzo de traslape de las varillas verticales de la malla electrosoldada, así que no se pudo evitar la falla por deslizamiento; sin embargo, el desempeño de P2 ante el deslizamiento fue mejor en comparación que P1. En la placa P3 el refuerzo controló el cizalle por lo que no se produjo el deslizamiento.

- Forma de falla, distorsión máxima y factor R. De forma conservadora, se señaló que para evitar la falla por deslizamiento, la cual es muy peligrosa, la distorsión angular máxima debe ser del orden de 0.005 asociada a un factor de reducción sísmica $R= 3$. Por otro lado, si es que se usa acero dúctil diseñado para soportar solicitaciones por cizalle, la deriva máxima admisible que puede aceptarse es de 0.007 asociada a un factor de reducción sísmica $R= 4$.

c) Comportamiento a Carga Lateral de Muros Delgados de Concreto Reforzados con Malla Electrosoldada y Acero Dúctil

Investigación realizada en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP en el 2006 (Ref. 5) cuyo objetivo fue el comparar el comportamiento de Muros de Ductilidad Limitada ante dos tipos de falla: corte y flexión. Los muros a ensayar tenían un refuerzo en su zona central distinto, en una placa se usó malla electrosoldada y en la otra, refuerzo de acero dúctil.

Para el proyecto se construyeron cuatro muros con las mismas características físicas (2.0 m de largo, 1.90 m de alto y 10 cm de espesor), la misma calidad del concreto, el mismo refuerzo dúctil ubicado en los extremos y la misma mano de obra. La junta de construcción cimentación-muro fue rayada con una profundidad de 5mm para mejorar la adherencia en la junta de construcción.

Para todas las placas se usó el mismo refuerzo dúctil en los extremos del muro, las diferencias en el refuerzo de cada muro se muestra en la tabla 1.1:

Tabla 1.1: Características de los muros

Muro	Cuantía de Refuerzo Interno	Falla Esperada
ME1	0.0025: Q257 (7mm@ 15 cm)	Corte
RD1	0.0025: 8mm@ 19.5 cm (dúctil)	Corte
ME2	0.0050: Q503 (8mm@ 10 cm)	Flexión
RD2	0.0050: 8mm@ 10 cm (dúctil)	Flexión

El tipo de ensayo aplicado fue de Carga Lateral monotónicamente creciente y sin carga vertical. Es importante mencionar que este tipo de ensayo no simula el efecto cíclico que ocurre durante un sismo, que genera un deterioro mayor de los muros así como fallas peligrosas e indeseables como la falla por deslizamiento. Debido a esto, los muros alcanzaron distorsiones angulares muy grandes, sin que se produzcan las fallas antes mencionadas.

Luego de ensayados los muros, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Falla por fuerza cortante. El comportamiento sísmico fue similar en los dos muros ensayados; no obstante, el muro reforzado con acero dúctil presentó una mayor resistencia por las características del material empleado.
- Falla mixta por flexión y fuerza cortante. Los muros RD2 y ME2 presentaron un comportamiento similar; sin embargo, el muro ME2 alcanzó una mayor distorsión angular que el otro muro, debido a que RD2 presentó porosidad en tu talón comprimido, defecto constructivo que también podría haber ocurrido en ME2.
- Falla por flexión: No se logró obtener una falla por flexión a pesar de que dos muros fueron diseñados con ese fin (su resistencia nominal al corte fue mayor en alrededor 1.20 veces su resistencia a la flexión).
- Finalmente, se sugiere la revisión de la prohibición del uso de mallas electrosoldadas en el tercio inferior de la altura de las edificaciones, debido a que el comportamiento sísmico fue similar al de los muros reforzados con acero dúctil en fallas por corte y mixta flexión-corte.

d) Estudio experimental de los dos criterios del ACI empleados para confinar los bordes de los muros de concreto armado

Investigación realizada en la PUCP (Ref. 6) con el fin de analizar los criterios que indica el ACI para verificar si es necesario confinar o no un muro, debido a que estos criterios al aplicarlos simultáneamente para un mismo muro podían contradecirse. El primero es llamado “criterio de desplazamientos” y el otro, “criterio de esfuerzos”.

Por ello, se diseñó un muro en el cual ambos criterios se opusieran y se construyeron dos especímenes: un muro confinado con estribos en sus bordes mientras que el otro muro careció de confinamiento.

Ambos muros presentaron las mismas características físicas, la misma calidad del concreto, la misma cuantía de refuerzo horizontal y vertical y se usó la misma mano de obra. El tipo de ensayo fue de Carga Lateral Cíclica manteniendo constante la carga vertical.

Se apreció que el comportamiento inelástico en el muro no confinado fue mejor que el del muro confinado, pero esto fue debido a un error cometido durante la construcción (corrimiento de los estribos de confinamiento) que generó la trituración del talón del muro confinado.

Ambos muros sobrepasaron la distorsión angular máxima especificada por la Norma Peruana (0.005). Esto llevó a concluir que el “criterio de desplazamientos” es adecuado siempre que la falla sea por flexión; sin embargo, los EDML no han tenido una experiencia de un sismo real, el cual puede generar fallas por corte. En cuanto al “criterio de esfuerzos”, se llegó a la conclusión de que el límite del esfuerzo de compresión para verificar si es necesario confinar el muro es pequeño ($0.2f_c$) por lo que se propuso que éste sea aumentado a $0.3f_c$, así como confinar en forma obligatoria cuando la posición del eje neutro (c) sea menor que el 10% de la longitud del muro.

e) Comportamiento a fuerza cortante de muretes de concreto reforzados con malla electrosoldada, acero dúctil y fibra metálica

Proyecto realizado en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP (Ref. 7) cuyo objetivo fue analizar el comportamiento del refuerzo ubicado en la parte central del muro ante fuerza cortante pura. Asimismo, se analizó la posibilidad de usar fibra de acero como reemplazo del refuerzo central para disminuir la congestión de refuerzo que ocasiona cangrejas en los muros de poco espesor, como son los EMDL.

Para ello, se realizaron ensayos de compresión diagonal a 18 muretes cuadrados reforzados con malla electrosoldada, acero dúctil y fibra de acero. Sin embargo, esta técnica de ensayo no fue la apropiada, debido a que poco después de iniciado el agrietamiento diagonal se produjo en los muretes una falla local en su esquina superior en contacto con los cabezales metálicos del equipo de ensayo, que impidió analizar la influencia del refuerzo en el comportamiento inelástico, que era el objetivo principal.