



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



Pontificia Universidad Católica del Perú

Facultad de Ciencias e Ingeniería



EFFECTOS DEL PERALTE DE LAS COLUMNAS EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres:

JORGE DANIEL BERNARDO ACUÑA

MARIO FERNANDO PEÑA DE LA CUBA

ASESOR: ING. ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ

LIMA, MARZO DE 2009

INDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	1
1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO	2
1.3 ANTECEDENTES – RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA	3
1.3.1 “Efectos de la conexión albañilería-columna en el comportamiento sísmico de muros de Albañilería Confinada a escala 1/2.5” Ing. Clelia Vegas Di Malio, Ángel San Bartolomé	3
1.3.2 “Estudio de la conexión columna y albañilería en muros confinados diseñados a la rotura”. Italo Gonzáles y Ángel San Bartolomé	4
1.3.3 “Efectos de la esbeltez sobre la resistencia a fuerza cortante de los muros de albañilería confinada. Análisis por elementos finitos”. Antonio Zeballos, Ángel San Bartolomé y Alejandro Muñoz	4

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS

2.1 DESCRIPCIÓN	5
2.2 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	6
2.2.1 Configuración Deformada	6
2.2.2 Rigidez Lateral	7
2.3 ESFUERZOS PRODUCIDOS	8
2.4 OBSERVACIONES SOBRE LOS ESFUERZOS	12
2.4.1 Esfuerzos Cortantes en la interfase columna – albañilería	12
2.4.2 Esfuerzos de tracción (horizontales) en la interfase columna – albañilería	13
2.4.3 Sobre los desplazamientos en la interfase columna – albañilería	13

CAPÍTULO 3: UNIDADES DE ALBAÑILERÍA

3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES DE ALBAÑILERÍA	15
3.2 ENSAYOS CLASIFICATORIOS	16
3.2.1 Variabilidad dimensional	16
3.2.2 Alabeo	17
3.2.3 Compresión simple	18
3.3 ENSAYOS NO CLASIFICATORIOS	19

3.3.1	Succión	19
3.3.2	Absorción	20
3.4	EVALUACIÓN DE RESULTADOS	21
CAPÍTULO 4:	PRISMAS DE ALBAÑILERÍA	
4.1	PILAS	22
4.1.1	Procedimiento constructivo	22
4.1.2	Ensayo	23
4.1.3	Evaluación de resultados	23
4.2.	MURETES	26
4.2.1	Procedimiento constructivo	26
4.2.2	Ensayo	26
4.2.3	Evaluación de resultados.	27
CAPÍTULO 5:	CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS	
5.1	CARACTERÍSTICAS DE LOS MUROS	29
5.2	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	31
5.2.1	Vigas de Cimentación	31
5.2.2	Pasos previos a la construcción de la albañilería	32
5.2.3	Muros	33
5.2.4	Columnas	35
5.2.5	Vigas soleras	37
5.3	MUROS M1 Y M2	37
CAPÍTULO 6:	ENSAYOS DE CARGA LATERAL CÍCLICA	
6.1.	DESCRIPCIÓN.	38
6.2.	TÉCNICA DE ENSAYO	40
CAPÍTULO 7:	DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DURANTE LOS ENSAYOS	
7.1	MURO M1:	42
7.2	MURO M2:	47
7.3	OBSERVACIONES POSTENSAYO DE LOS MUROS	51
CAPÍTULO 8:	INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS ESTÁTICOS	
8.1	MÓDULO DE CORTE	54
8.1.1	Cálculo del módulo de corte del muro M1	55
8.1.2	Cálculo del módulo de corte del muro M2	57

8.2 RIGIDEZ LATERAL	59
8.2.1 Rigidez lateral teórica:	59
8.2.2 Rigidez lateral experimental	60
8.3 AGRIETAMIENTO DIAGONAL	63
8.4 FISURACIÓN DE TRACCIÓN POR FLEXIÓN	65
CAPÍTULO 9: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	
9.1 DIAGRAMAS HISTERÉTICOS	70
9.1.1 Muro M1	71
9.1.2 Muro M2	72
9.1.3 Curvas de Capacidad	73
9.2 ANÁLISIS DE LAS CONEXIONES COLUMNA-ALBAÑILERÍA	74
9.2.1 Desplazamientos en la interfase de la columna izquierda	74
9.2.2 Desplazamientos en la interfase de la columna derecha	75
9.2.3 Desplazamientos relativos entre columnas	76
CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES	
10.1 DEL ESTUDIO POR ELEMENTOS FINITOS	77
10.2 DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	77
10.3 DE LOS ENSAYOS DE LOS ESPECIMENES	78
REFERENCIAS	80

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

La albañilería confinada es un sistema estructural para edificaciones muy difundido no sólo en el Perú sino en muchos de los países de Latinoamérica, dada su ventaja económica en comparación a edificaciones de concreto armado.

La albañilería confinada está constituida por un muro de albañilería enmarcado por un pórtico de concreto armado vaciado con posterioridad a la construcción de la albañilería. Este proceso permite garantizar una adecuada integración entre ambos materiales. Esta integración se debe además al poco peralte de las columnas, que ocasiona que durante los sismos ellas sigan la deformada de los muros tanto en régimen elástico como inelástico.

Sin embargo, se cree que cuando las columnas presentan un peralte importante, dejan de mimetizarse con la albañilería, lo que podría producir una fractura vertical en el encuentro entre estos materiales, lo cual haría que las columnas dejen de confinar a la albañilería, e incluso, dejen de servirles como arriostres ante cargas transversales al plano del muro. Este efecto, tratará de analizarse en este proyecto mediante ensayos de carga lateral cíclica y mediante la teoría de elementos finitos.

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Ya sea por requerimientos arquitectónicos o estructurales, en ocasiones se ve necesario utilizar diferentes dimensiones para las columnas de confinamiento. El presente estudio pretende establecer una comparación de los efectos estructurales debido a la variación en las dimensiones del peralte de las columnas de confinamiento.

Según ensayos, análisis teóricos y experiencias sísmicas se desprende que son dos las características esenciales para definir la naturaleza de la albañilería confinada, ya que ellas condicionan la calidad del comportamiento sismo-resistente o pos elástico.

- La primera de estas características es el inevitable agrietamiento por corte o por tracción diagonal. Hasta el momento de alcanzar el agrietamiento es posible suponer un comportamiento integrado y elástico del muro confinado, que puede ser similar al comportamiento de una viga de gran peralte. Una vez ocurrido el agrietamiento diagonal, el sistema resistente se modifica súbitamente, aunque mantiene aun, con rigidez reducida, un comportamiento que se puede considerar elástico. Mediante ensayos se ha determinado además que la magnitud de los esfuerzos actuantes y las

correspondientes cargas de fallas, son gobernadas por la esbeltez del paño de albañilería.

- La segunda de estas características es la separación que ocurre en la interfase entre los confinamientos y el paño de albañilería, inevitablemente cuando la rigidez del confinamiento es excesiva y que conduce a la desintegración del sistema estructural. En un sismo esta separación puede conducir a fallas catastróficas, porque al vaciarse total o parcialmente la albañilería por la pérdida de arriostramiento se pierde la indispensable competencia para trasladar las cargas verticales al suelo.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

La finalidad de esta experiencia consiste en estudiar y efectuar comparaciones sobre el comportamiento sísmico estructural de dos muros de albañilería confinada, uno con peralte de columna de confinamiento de 20 cm (cubriendo el 17% de la longitud del muro) y el otro de 40 cm (cubriendo el 33% de la longitud del muro). Ambos muros presentarán conexión a ras con chicotes cada dos hiladas. Se busca además estudiar y establecer una comparación de los efectos que se producen en las interfases columna-albañilería de cada uno de los muros. Los dos muros serán sometidos a ensayos de carga lateral cíclica con desplazamiento controlado.

Además se procederá a realizar un análisis teórico mediante elementos finitos sobre el comportamiento de los dos muros de albañilería confinada. Para este estudio se optará por recurrir a valores tradicionales de las propiedades físicas y mecánicas de la albañilería confinada.

1.3 ANTECEDENTES – RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.3.1 “Efectos de la Conexión Albañilería-Columna en el Comportamiento Sísmico de Muros de Albañilería Confinada a Escala 1/2.5”. Ing. Clelia Vegas Di Malio, Ángel San Bartolomé

El objetivo de esta tesis fue la de establecer una comparación entre el comportamiento de tres muros de albañilería confinada. Para tal fin se construyeron estos muros a una escala reducida (1/2.5), usándose concreto fluido debido a las dimensiones de las columnas de confinamiento.

Muro 1: Se construyó siguiendo la técnica tradicional, conexión dentada entre columna y albañilería. Primero se construye el muro de albañilería y posteriormente se procede al vaciado de las columnas y viga solera. En este caso no se ocasionaron problemas por cangrejas debido al alto revenimiento (Slump de 8”) del concreto fluido utilizado.

Muro 2: Este muro fue construido con una conexión a ras entre el muro de albañilería y las columnas de confinamiento (sin mechas de anclaje). El proceso constructivo fue similar al del primer muro.

Muro 3: La conexión entre albañilería y columnas de confinamiento fue a ras, pero a diferencia del anterior se usaron mechas cada tres hiladas en esta conexión. En este caso se construyó primero la columna dejando las mechas para posteriormente levantar el muro de albañilería.

Los muros fueron ensayados a corte, aplicándose sobre la viga solera una carga lateral cíclica coplanar al muro en seis fases de desplazamiento horizontal controlado, llegándose a registrar distorsiones angulares de hasta 1/100.

Se pudo constatar que las mechas de acero cumplieron la función de evitar grandes desplazamientos entre la columna y la albañilería, sin embargo debido a la poca cuantía empleada, uno de las mechas ubicadas en la zona central del muro se fracturó.

El comportamiento del Muro 3 fue inferior a los anteriores, ofreciendo menor rigidez y resistencia, despegándose prácticamente desde el inicio del ensayo la conexión entre el muro y la columna, por lo que la técnica constructiva seguida en ese muro no es recomendable.

1.3.2 “Estudio de la Conexión Columna y Albañilería en Muros Confinados Diseñados a la Rotura”. Italo Gonzáles y Ángel San Bartolomé

Se estudió el efecto de la conexión albañilería y columna de confinamiento bajo solicitaciones sísmicas en muros a escala natural.

Se construyeron dos muros con técnicas distintas. El primero con conexión a ras, adicionándose mechas de acero y otro con conexión dentada. Ambos muros fueron ensayados a carga lateral cíclica y a carga sísmica ortogonal al plano.

Se pudo concluir de los ensayos, que los muros se comportaron de forma similar y la conexión a ras mejora la adherencia en la zona de interfase columna-albañilería mientras que la conexión dentada produce cangrejeras o ladrillos quebrados al momento del vaciado y vibrado del concreto de las columnas.

1.3.3 “Efectos de la Esbeltez Sobre la Resistencia a Fuerza Cortante de los Muros de Albañilería Confinada. Análisis por Elementos Finitos”. Antonio Zeballos, Ángel San Bartolomé y Alejandro Muñoz

Se estudió teóricamente, mediante el método de elementos finitos, la influencia de la esbeltez (relación altura-longitud) de los muros de albañilería confinada sobre su resistencia al esfuerzo cortante. El objetivo de este estudio fue la determinar una expresión que permita corregir la resistencia al corte de los muros de forma cuadrada, para lo cual se analizaron 15 muros confinados variando su esbeltez.

El análisis de los resultados se realizó teniendo en cuenta dos criterios para definir el instante de ocurrencia del agrietamiento diagonal; el criterio del esfuerzo principal máximo de tracción y el criterio de la distorsión angular.

Se pudo concluir de este estudio que los efectos de esbeltez aceleran la formación de grietas diagonales en los muros de albañilería.

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS

2.1 DESCRIPCIÓN

El presente estudio busca desarrollar una comparación sobre el comportamiento de dos muros de albañilería confinada que presentan diferentes dimensiones en el peralte de las columnas de confinamiento, especialmente en la interfase columna-albañilería.

El primer muro (M1) presenta 20cm como peralte de columna, en el otro (M2) el peralte se duplica, se deja constancia que el resto de elementos que componen cada uno de los muros presentan características, detalles y dimensiones similares.

Se analizaron ambos casos mediante el método de elementos finitos, utilizando la versión 11.0.0 del software SAP2000, el cual proporciona resultados que son necesarios para establecer comparaciones, vale decir semejanzas y diferencias en el comportamiento de los muros M1 y M2. La aplicación del método de elementos finitos provee valores altos de confiabilidad y exactitud en los resultados cuando se analiza problemas elásticos lineales, se busca aproximar el comportamiento de un sistema continuo a una serie de elementos finitos de características conocidas para convertirlo en un sistema discreto.

Para el análisis de los muros se procedió a usar elementos tipo SHELL, definiéndose primero los materiales de la albañilería y concreto armado. Los valores característicos de las propiedades de ambos materiales fueron tomados del libro “Albañilería Confinada” del Ingeniero Ángel San Bartolomé. (Tabla 2.1.)

Tabla 2.1 Propiedades de los materiales (ideal)

Material	E (modulo de elasticidad)	μ (Modulo de Poisson)
Concreto ($f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$)	2000000 ton/m ²	0.15
Albañilería ($f_m = 100 \text{ kg/cm}^2$)	500000 ton/m ²	0.25

Luego de definir los materiales y los elementos tipo SHELL, se procedió a plantear los muros dentro del programa para luego dividir cada uno de los elementos (columnas, viga solera, muro de albañilería) en elementos pequeños de 5 cm x 5 cm, con 13 cm de espesor, para fines de un

análisis detallado. Se decidió esta división con la finalidad de obtener una buena aproximación de resultados, teniendo en cuenta que las herramientas tecnológicas permiten trabajar con una malla tan fina. Se asignó un diafragma rígido para la unión de todos los nudos correspondientes al nivel superior, con la finalidad de que no se presenten entre ellos desplazamientos relativos en la dirección de análisis.

Se despreció el peso propio del muro, con el fin de no tener ninguna fuerza vertical aplicada sobre este, para que se analice solamente los efectos sísmicos.

La fuerza lateral aplicada fue de 10 toneladas en ambos casos, esta fuerza se colocó en el nivel más alto de cada muro.

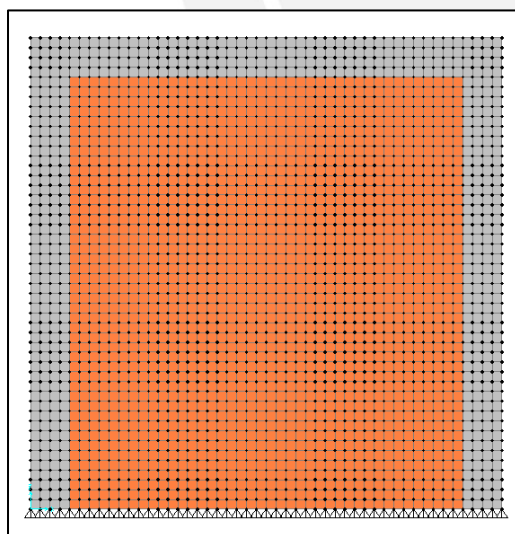
2.2 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

2.2.1 Configuración Deformada

Se presenta a continuación las configuraciones no deformadas y deformadas de ambos muros.

Caso 1: Muro Confinado – Peralte 20cm

Muro M1 no deformado



Muro M1 deformado

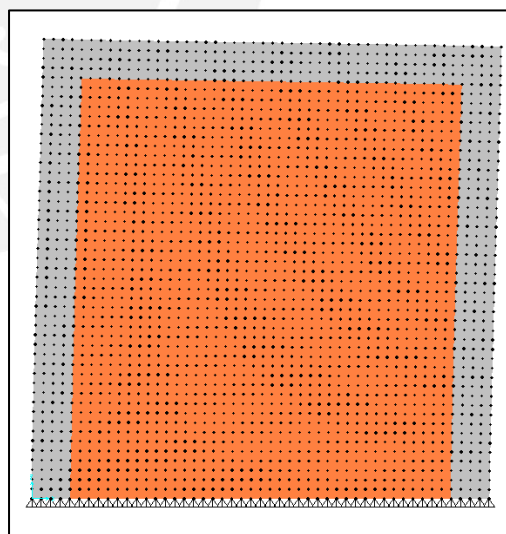
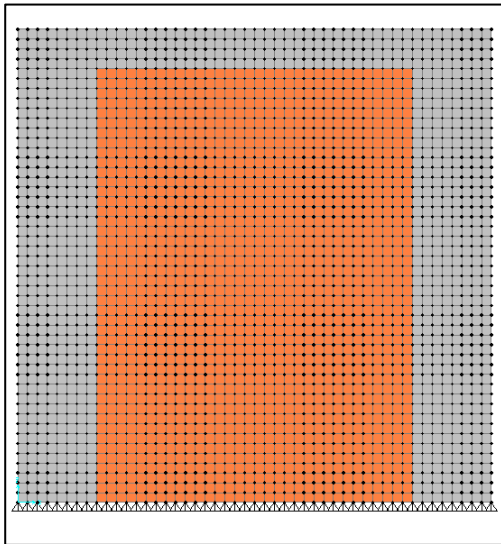


Fig. 2.1 Configuración sin deformada y deformada del muro M1.

Caso 2: Muro Confinado – Peralte 40 cm

Muro M2 no deformado



Muro M2 deformado

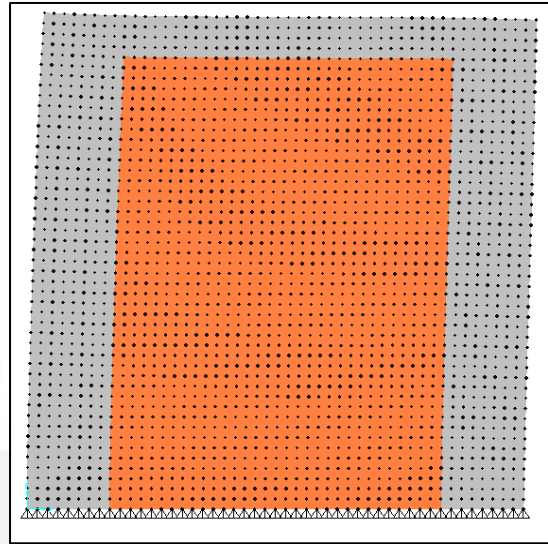


Fig. 2.2 Configuración sin deformada y deformada del muro M2.

2.2.2 Rigidez Lateral

Con los desplazamientos laterales producidos en ambos muros se calculó la rigidez lateral de cada uno. Se muestran los resultados en la tabla 2.2. El muro M2 resultó 17% más rígido que M1.

Tabla 2.2 Rigidez lateral

MURO	DESPLAZAMIENTO LATERAL	RIGIDEZ LATERAL
M1	0.06388 cm	156544 kg/cm
M2	0.05343 cm	184162 kg/cm

2.3 ESFUERZOS PRODUCIDOS

El SAP2000 presenta en los siguientes gráficos los esfuerzos cortantes y de tracción producidos en cada uno de los muros.

Muro M1

Esfuerzos Cortantes

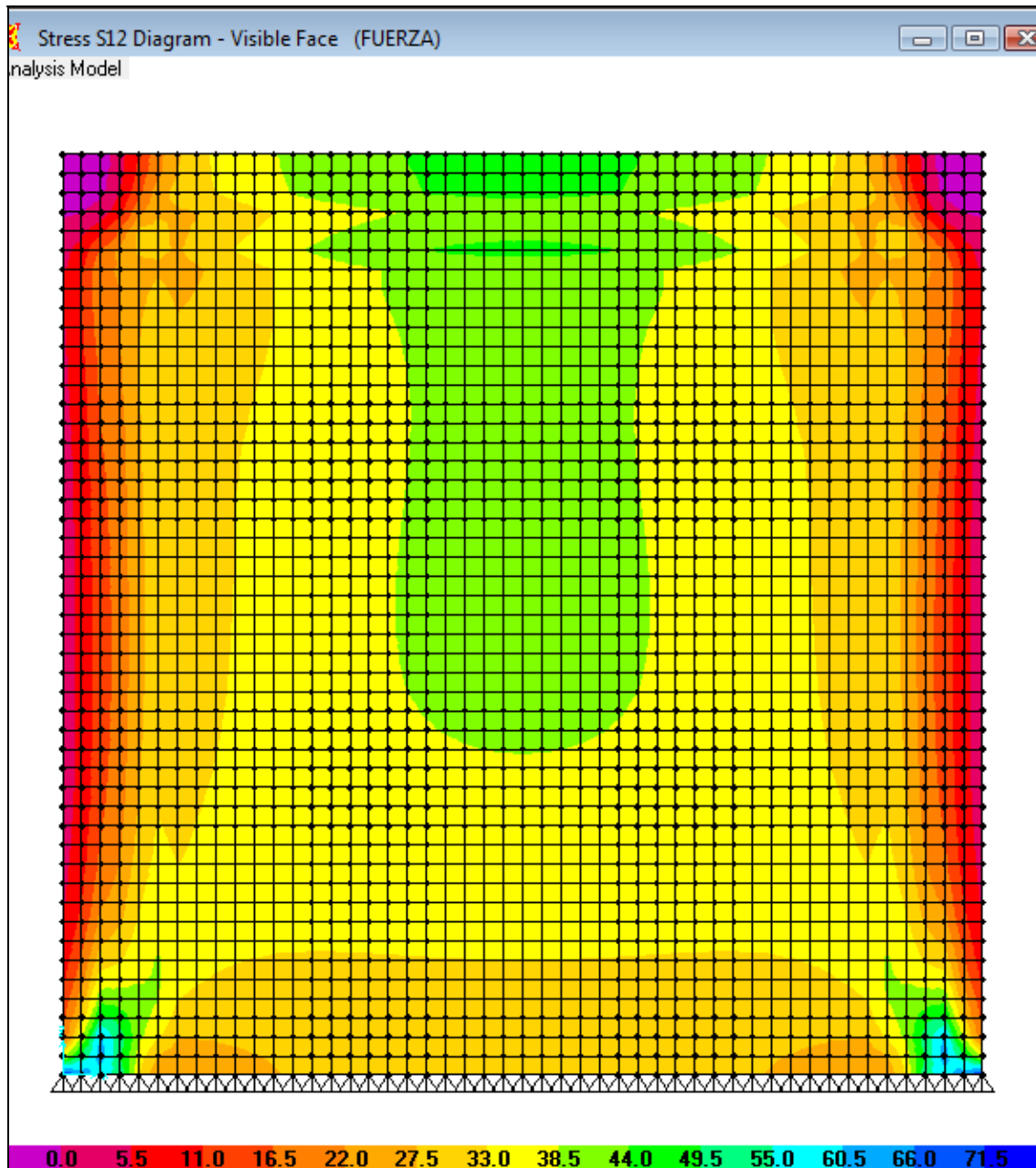


Fig. 2.3 Esfuerzos cortantes en el muro M1.

Esfuerzos de Tracción (horizontales)

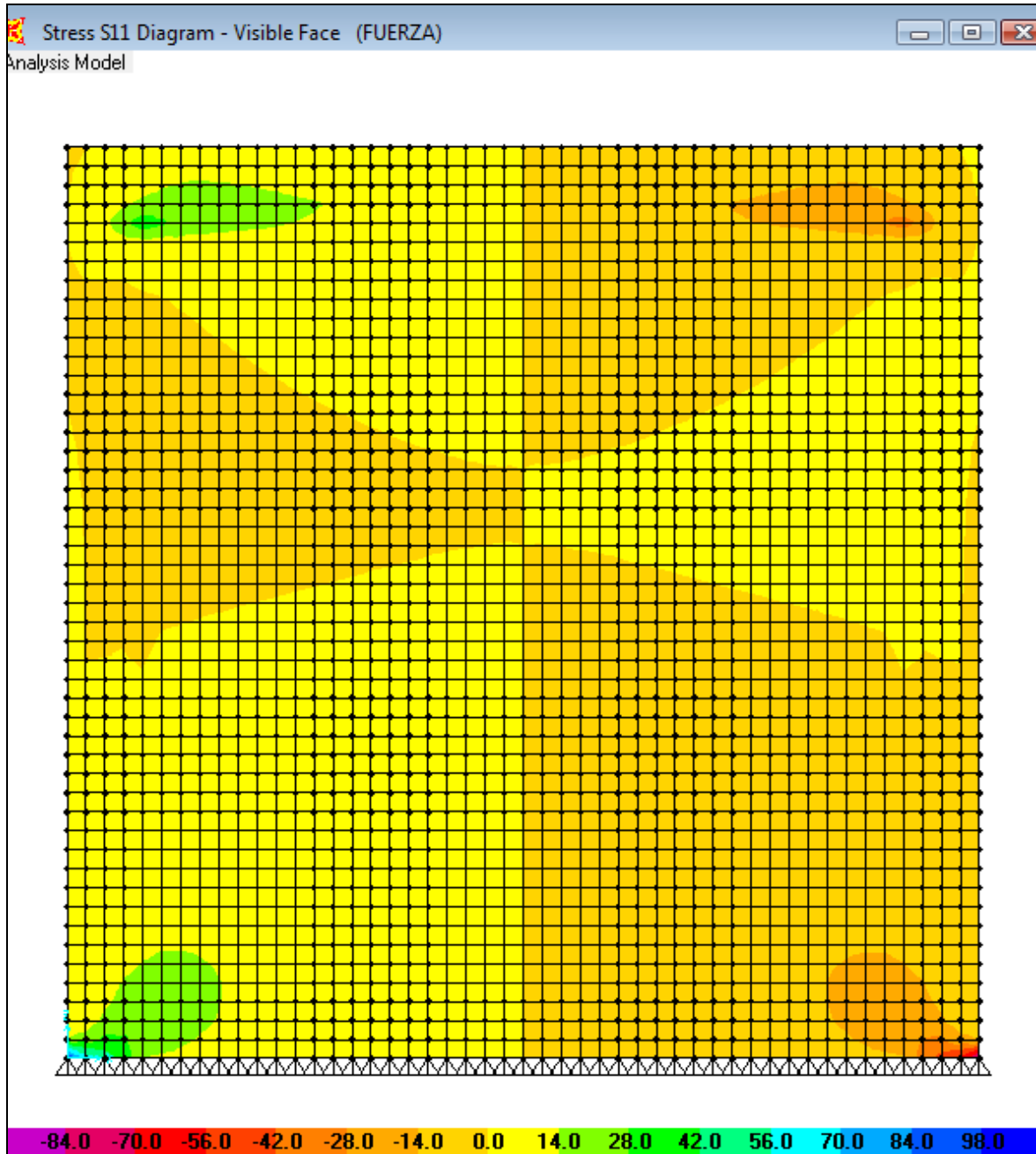


Fig. 2.4 Esfuerzos de tracción producidos en el muro M1.

Muro M2

Esfuerzos Cortantes

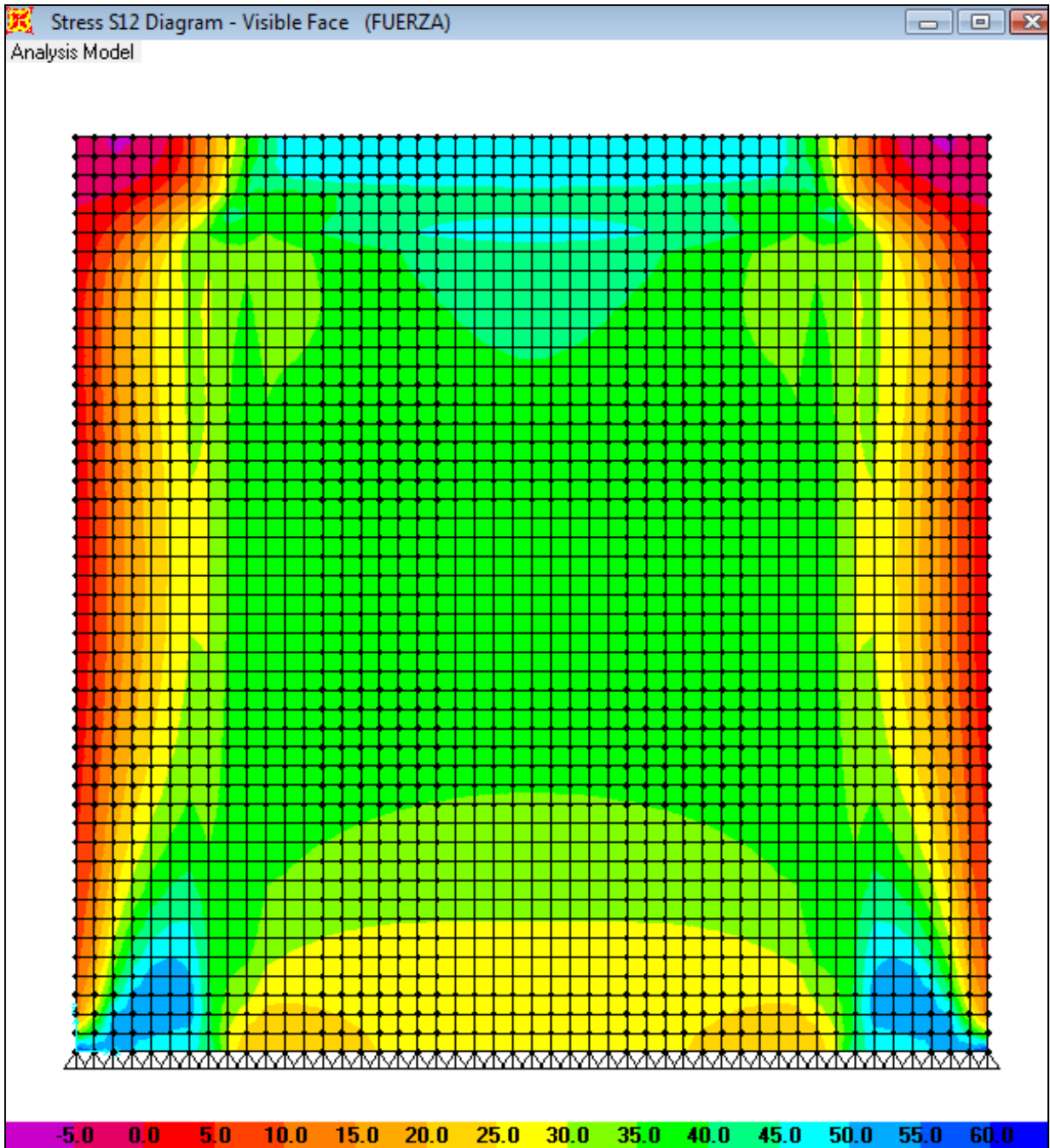


Fig. 2.5 Esfuerzos cortantes producidos en el muro M2.

Esfuerzos de Tracción (horizontales)

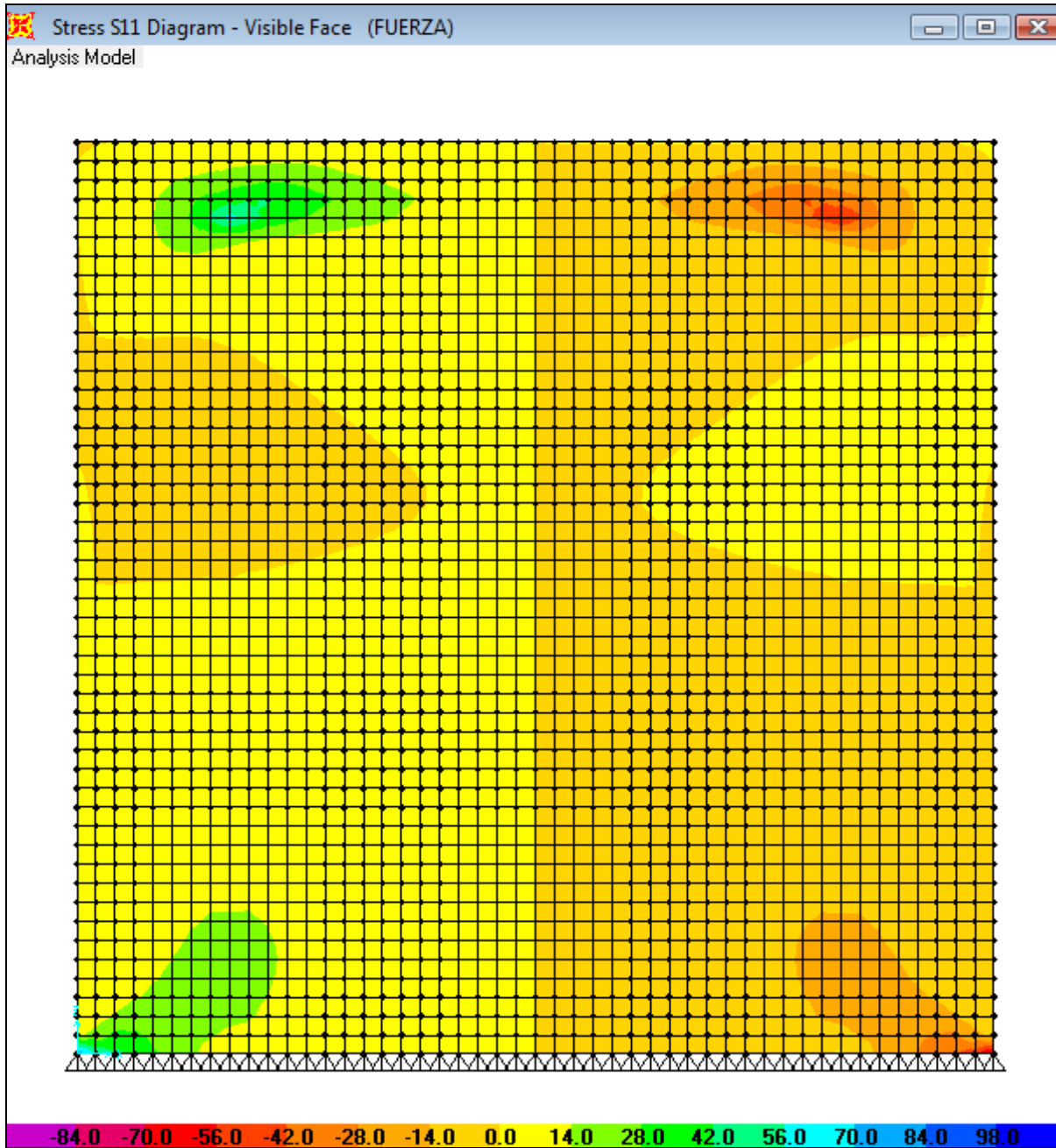


Fig. 2.6 Esfuerzos de tracción producidos en el muro M2.

2.4 OBSERVACIONES SOBRE LOS ESFUERZOS

Se analizaron los resultados de los esfuerzos medidos a diferentes alturas de las interfases columna-albañilería. En las siguientes tablas se describen los análisis realizados.

2.4.1 Esfuerzos Cortantes en la Interfase Columna–Albañilería

Tabla 2.3 Esfuerzos de corte (ton/m^2)

NIVEL	MURO M1		MURO M2	
	Albañilería	Columna	Albañilería	Columna
@ 0.25 m	39	39	35	37.5
@ 1.10 m	29	23	37	33
@ 1.95 m	29	25	35	32

En la tabla 2.3 se observa que la diferencia de esfuerzos a 25 cm de la base, entre el muro M1 y M2, fue 11.4% para el caso de la albañilería y 4% para el concreto.

A 1.10 m de la base, los esfuerzos en la albañilería de M2 fueron 27% mayores que M1. Para el caso de los esfuerzos medidos en las columnas, M2 también fue mayor, en este caso por un 43.5%.

A 1.95 m de la base se observó; que los esfuerzos producidos en el muro M2, fueron 20% mayores en la albañilería, y, 28% en las columnas.

Se observó entonces que los esfuerzos cortantes tanto en la albañilería como en el concreto del muro M2 superaron a los de M1, lo cual es evidente porque la interfase columna-albañilería de M2 se encontró más cerca al centro del muro, donde los esfuerzos cortantes son máximos. Los mayores esfuerzos cortantes obtenidos en la interfase de M2, harían que éste muro tenga una mayor tendencia a desgarrarse verticalmente en la zona de encuentro columna-albañilería.

Además de los gráficos 2.3 y 2.5, se pueden desprender las siguientes observaciones con relación a los esfuerzos de corte producidos dentro de la zona de albañilería:

El muro M1 presenta esfuerzos de corte en su zona media de hasta 44 ton/m^2 , sin embargo, estos esfuerzos se distribuyen en la zona central como se observa en el gráfico 2.5.

En cambio el muro M2 presenta valores de hasta 40 ton/m^2 , estos esfuerzos se distribuyen en una mayor área del muro, ocupando prácticamente toda la zona de la albañilería. Siendo esta

distribución aproximadamente el doble del área que ocupan los esfuerzos cortantes del muro M1. Con esta observación se puede afirmar que el muro M2 trabaja en mayor grado a corte, mientras que el muro M1 lo hace más a flexión.

2.4.2 Esfuerzos de Tracción (Horizontales) en la Interfase Columna–Albañilería

Tabla 2.4 Esfuerzos de tracción (ton/m²) en interfase

NIVEL	MURO M1		MURO M2	
	Albañilería	Columna	Albañilería	Columna
@ 0.25 m	16	14.5	16.5	17.5
@ 1.10 m	0	0	1.6	1.4
@ 1.95 m	NP	NP	2.9	2.6

En la tabla 2.4 se observa que los esfuerzos de tracción, producidos a 25 cm de la base, fueron similares en la albañilería de ambos muros, mientras que en la zona de columnas los esfuerzos de tracción en M2 fueron mayores a M1 en 21%. Para el resto de niveles, en M1 los valores se volvieron nulos, y/o dejaron de ser esfuerzos a tracción (NP). En M2 se observó que a media altura los esfuerzos disminuyeron aproximadamente en 90%, creciendo ligeramente al llegar a la zona cercana a la viga solera.

Los esfuerzos de tracción en la interfase columna-albañilería de M2, producirían que este muro tenga una mayor tendencia a desgarrarse verticalmente en esta zona.

2.4.3 Sobre los Desplazamientos en la Interfase Columna–Albañilería

Se analizaron también los desplazamientos horizontales en distintos niveles de cada muro, y, en la interfase columna-albañilería. Los desplazamientos que se indican son los referidos a la albañilería cercana a la interfase, en la interfase misma (límite), y, en el concreto más cercano a la interfase. En este caso se midieron los desplazamientos cada 50 cm tomando como punto inicial el borde de la viga solera.

Tabla 2.5 Desplazamientos absolutos en la interfase

NIVEL	Desplazamiento M1 (mm)			Desplazamiento M2 (mm)		
	Albañilería	Interfase	Columna	Albañilería	Interfase	Columna
2.2	0.59210	0.59090	0.59030	0.49674	0.49462	0.49341
1.7	0.43610	0.43670	0.43710	0.36424	0.36476	0.36503
1.2	0.28210	0.28300	0.28360	0.23353	0.23401	0.23432
0.7	0.14360	0.14460	0.14540	0.11407	0.11404	0.11429
0.2	0.02824	0.02774	0.02822	0.02160	0.02026	0.02007
Δ lat. Max. Sup.	0.6388			0.5343		

Tabla 2.6 Desplazamientos relativos en la interfase

Nivel	MURO M1	MURO M2
2.20	0.00180	0.00333
1.70	-0.00100	-0.00079
1.20	-0.00150	-0.00079
0.70	-0.00180	-0.00022
0.20	0.00002	0.00153

Como era de esperarse, el muro M2 presentó mayor rigidez debido a sus características estructurales. Sin embargo, el mayor desplazamiento relativo entre la albañilería y la columna se presentó en el nivel 2.2 m para el muro M2, superando en 83% al hallado en M1, con lo cual, el desgarramiento vertical en la interfase columna-albañilería se presentaría en primera instancia en M2, corriendo desde arriba hacia abajo.

CAPÍTULO 3: UNIDADES DE ALBAÑILERÍA

3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES DE ALBAÑILERÍA

Para propósitos de este estudio se utilizó ladrillos sólidos de arcilla, tipo King-Kong de 18 huecos (INFES) producidos industrialmente por la fabrica REX.

Las especificaciones técnicas obtenidas de los ensayos se aprecian en la siguiente tabla:

Tabla 3.1 Características de las unidades de albañilería

Características	Valor
Tipo	King Kong de 18 huecos
% Huecos	32
Dimensiones	24.01x13.04x8.99 cm
Peso	3.68 kg
Resistencia Característica a la Compresión	152 kg/cm ²

Las dimensiones y distribución de las perforaciones, se observa en la fig. 3.1



Fig. 3.1 Ladrillo King Kong 18 huecos.

3.2 ENSAYOS CLASIFICATORIOS

Para fines de diseño estructural, es necesario someter a las unidades de albañilería a diversos ensayos clasificatorios.

En la Norma E070 (Ref. 1) se establece que el muestreo debe efectuarse a pie de obra, seleccionando una muestra de 10 unidades por lote compuesto por hasta 50 millares. Dadas las condiciones de la presente investigación, en donde se utilizó menos de medio millar de ladrillos, para el muestreo se utilizó una mayor cantidad de unidades con la finalidad de tener un mejor control.

3.2.1 Variabilidad Dimensional

Como indica la Norma E070, para el siguiente ensayo se siguieron las directivas indicadas en las Normas NTP 339.613 y 399.604.

Este ensayo consistió en limpiar con una piedra plana las aristas y los lados de asiento del ladrillo, con el objetivo de eliminar las partículas sueltas y medir con una regla graduada al milímetro, el largo, ancho y alto, a la mitad de las aristas que limitan cada cara.

Se obtuvo 4 medidas por cada una de las dimensiones, luego se promediaron para obtener resultados que se muestran en la tabla 3.2. La variabilidad dimensional esta expresada en porcentaje, según la siguiente fórmula.

$$V = \frac{ME - MP}{ME} \times 100$$

Donde:

V: Variabilidad dimensional (%)

ME: Medida especificada por el fabricante (mm)

MP: Medida Promedio (mm)

Una mayor variación de dimensiones produce un mayor espesor de las juntas de mortero, lo que origina que tanto la resistencia de la albañilería a la compresión y como al corte disminuya.

Como se puede observar en la tabla 3.2 La variabilidad no es alarmante porque no excede del 1%.

TABLA 3.2 Variabilidad dimensional

VARIACION DE DIMENSIONES Precisión 1 mm

DIM. NOMINALES L: 240 mm A: 130 mm H: 90 mm

ESPECIMEN N°	LARGO (mm)					ANCHO (mm)					ALTURA (mm)				
	L1	L2	L3	L4	Lp	A1	A2	A3	A4	Ap	H1	H2	H3	H4	Hp
DSA-1	240	238	240	239	239.25	131	131	128	128	129.50	90	90	90	90	90.0
DSA-2	242	240	242	240	241.00	133	130	133	128	131.00	92	90	89	87	89.5
DSA-3	241	238	241	240	240.00	132	129	130	128	129.75	90	88	91	88	89.3
DSA-4	242	240	243	240	241.25	132	132	128	128	130.00	91	88	88	88	88.8
DSA-5	242	241	240	239	240.50	133	130	132	129	131.00	89	90	91	88	89.5
DSA-6	243	240	243	239	241.25	133	130	130	128	130.25	92	89	90	90	90.3
DSA-7	241	241	239	239	240.00	133	132	129	128	130.50	92	90	90	90	90.5
DSA-8	241	240	238	238	239.25	133	132	128	129	130.50	90	89	90	90	89.8
DSA-9	242	242	240	238	240.50	131	131	130	131	130.75	90	90	92	89	90.3
DSA-10	239	238	239	239	238.75	131	130	131	132	131.00	90	92	91	91	91.0
	Lnom 240.00					Anom 130.00					Hnom 90.00				
	Lprom 240.18					Aprom 130.43					Hprom 89.88				
	σ 0.84					σ 0.54					σ 0.66				
	% -0.073%					% -0.327%					% 0.139%				

3.2.2 Alabeo

Para realizar esta prueba fue necesario tener una regla metálica y una cuña graduada. El procedimiento para registrar los valores de alabeo dependió del tipo de alabeo observado cuando se colocó en forma diagonal.

Cuando el alabeo se presentó cóncavo, la cuña se introdujo en la zona correspondiente a la mayor flecha, y en alabeo convexo, fue necesario acomodar la regla metálica hasta que los valores de alabeo registrados con la cuña en los dos extremos fueran iguales. Este procedimiento se efectuó en las dos caras de asiento. Los resultados se promediaron y se expresaron en milímetros enteros, tal como se muestra en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Alabeo

ESPECIMEN N°	CARA A (mm)		CARA B (mm)	
	CONCAVO	CONVEXO	CONCAVO	CONVEXO
DSA-1	0.00	1.00	0.50	0.00
DSA-2	0.00	3.25	0.00	0.00
DSA-3	0.00	1.00	0.00	0.00
DSA-4	0.00	0.00	0.00	2.00
DSA-5	0.00	0.00	0.00	1.75
DSA-6	0.00	0.00	0.00	0.50
DSA-7	0.00	0.00	0.00	2.00
DSA-8	0.50	0.00	0.00	1.50
DSA-9	0.00	0.00	0.50	0.00
DSA-10	0.00	0.00	1.00	0.00
PROMEDIO	CONCAVO	0.125 mm		
	CONVEXO	0.65 mm		

En muros de albañilería, el alabeo puede causar que las juntas horizontales presenten vacíos horizontales perjudicando la adherencia del mortero y la resistencia a la compresión.

Los resultados de este ensayo fueron satisfactorios para el buen desempeño de los muros de albañilería, puesto que el máximo permitido es de 4 mm para unidades de albañilería tipo IV.

3.2.3 Compresión Simple

Esta propiedad expresa la calidad de la unidad empleada, a mayor resistencia se obtendrá mayor durabilidad.

El ensayo se realizó con unidades secas y enteras a las cuales se les colocó capping de azufre. El capping se utilizó para uniformizar el contacto entre las unidades y los cabezales de la máquina de compresión.

La resistencia a compresión f_b se determina dividiendo la carga de rotura entre el área bruta. Y la resistencia a compresión característica $f'b$ se obtiene restando una desviación estándar al promedio de los resultados.

Los valores se muestran en la tabla 3.4.

$$f_b = \frac{\text{Carga Máxima}}{\text{Área bruta}}$$

$$f'b = f_b - \sigma$$

Tabla 3.4 Resistencia a la compresión

ESPECIMEN N°	LARGO (mm)		ANCHO (mm)		ESPESOR (mm)		PESO SECO (gr)	CARGA MAXIMA (KN)	AREA BRUTA (m ²)	f _b (kg/cm ²)	
	L1	L2	A1	A2	E1	E2					
C-1	243	242	131	132	88	91	3566.20	588.5	318.9	188	
C-2	244	245	131	132	89	92	3594.60	651.5	321.5	207	
C-3	241	241	131	132	92	92	3682.40	752.4	316.9	242	
C-4	243	243	133	132	91	88	3572.60	615.7	322.0	195	
C-5	243	244	131	131	91	91	3613.20	604.1	319.0	193	
C-6	240	241	132	131	92	93	3734.60	576.8	316.3	186	
C-7	244	244	131	133	90	92	3595.10	479.7	322.1	152	
C-8	241	242	131	131	92	93	3739.90	612.9	316.4	197	
C-9	240	239	133	133	90	92	3679.00	361.0	318.5	116	
C-10	241	241	133	133	90	92	3687.50	563.5	320.5	179	
										f _b	185
										σ	33
										f'b	152

El valor de f_b mínimo para ladrillo tipo IV según la norma E070 es de 130 kg/cm^2 , según los resultados los ladrillos cumplen con tal requisito.

3.3 ENSAYOS NO CLASIFICATORIOS

Son ensayos innecesarios para clasificar a las unidades de albañilería, pero son indispensables para definir el procedimiento constructivo de los muros de albañilería.

3.3.1 Succión

Los especímenes se secaron en el horno a una temperatura de 110°C y se pesaron a las 24 horas, se registró el peso seco reiteradas veces hasta no obtener variaciones, cuando sucedió lo contrario el ladrillo debió permanecer en el horno.

Por otro lado se preparó una bandeja con agua y colocó sobre esta, dos barras que sirvieron de apoyo para el ladrillo.

La prueba consistió en pesar los especímenes secos, colocarlos sobre las barras durante 1 minuto y llenar la bandeja con la finalidad de mantener el nivel de agua original. Luego la unidad húmeda se pesó.

La succión esta expresada en gramos por minuto en un área normalizada de 200 cm^2 .

La succión se calculó con la siguiente fórmula.

$$S = \frac{200 \times (P_{suc} - P_{sec})}{\text{Área Bruta}}$$

Donde:

S= Succión (Ver Tabla 3.5)

P_{suc} = Peso (gr) de la unidad luego de ser sumergido en agua durante 1 min.

P_{sec} = Peso (gr) de la unidad luego de permanecer en el horno

Área Bruta= Ancho x Largo (cm^2)

Tabla 3.5 Ensayo de succión en las unidades de albañilería

ESPECIMEN Nº	LARGO (mm)	ANCHO (mm)	ESPESOR (mm)	PESO (gr)		AREA BRUTA (cm ²)	S
				INICIAL	FINAL		
DSA-1	240	131	90	3630.7	3686.8	314.40	35.7
DSA-2	242	133	92	3699.7	3782.5	321.86	51.5
DSA-3	241	128	91	3637.8	3704.7	308.48	43.4
DSA-4	243	132	88	3660.1	3719.7	320.76	37.2
DSA-5	239	129	89	3697.5	3771.7	308.31	48.1
DSA-6	243	130	90	3725.1	3808.1	315.90	52.5
DSA-7	239	133	90	3722.9	3809.5	317.87	54.5
DSA-8	238	129	89	3670.1	3718.4	307.02	31.5
DSA-9	242	131	90	3711.2	3784.7	317.02	46.4
DSA-10	238	132	92	3709.0	3771.9	314.16	40.0
PROMEDIO							44.1

El valor promedio de la tabla 3.5 representa la succión de la base de la unidad que es la cara de asentado. Este valor es mayor que 20 gr/200 cm²-min por lo que las unidades deberán ser regadas durante media hora entre 10 y 15 horas antes de asentarlas.

3.3.2 Absorción

Los especímenes se secaron en el horno a una temperatura de 110 °C y se pesaron a las 24 horas. Se registro el peso reiteradas veces hasta no obtener variaciones.

Se dejaron enfriar los ladrillos durante 4 horas y se introdujeron en un recipiente lleno con agua destilada durante 24 horas. Luego se peso las unidades.

Los resultados están expresados en porcentaje según la siguiente fórmula:

$$A = \frac{P_s - P_{seco}}{P_{seco}} \times 100$$

Donde:

A = Absorción (%)

Ps= Peso saturado (gr)

Pseco= Peso seco (gr)

Tabla 3.6 Absorción de las unidades de albañilería

ESPECIMEN Nº	PESO (gr)		Absorción
	SECO	24 h inm.	
A-01	3653.1	4251.6	16.38%
A-02	3707.0	4256.4	14.82%
A-03	3740.8	4300.5	14.96%
A-04	3611.2	4155.0	15.06%
A-05	3663.4	4211.9	14.97%
A-06	3698.2	4263.7	15.29%
A-07	3576.4	4150.7	16.06%
A-08	3618.2	4163.7	15.08%
A-09	3745.2	4314.2	15.19%
A-10	3746.1	4312.1	15.11%
		PROMEDIO	15.29%

En la tabla 3.6 se obtiene que el valor promedio de absorción es inferior a 22%, valor máximo para unidades de arcilla, con lo cual se las puede clasificar como unidades resistentes al intemperismo.

3.4 EVALUACIÓN DE RESULTADOS

De acuerdo a la Norma E070 y a los resultados obtenidos, los ladrillos de arcilla se clasificaron como ladrillos Tipo IV (de alta resistencia y durabilidad elevada).

Si se compara los resultados de los ensayos con las especificaciones de los fabricantes, encontramos que existe mucha diferencia en la resistencia a la compresión, encontrándose en los ensayos que la resistencia a compresión fue aproximadamente 50% inferior a los especificados por el fabricante.

CAPÍTULO 4: PRISMAS DE ALBAÑILERÍA

Para predecir el comportamiento de los muros de albañilería confinada no basta controlar la calidad de sus unidades, es necesario además construir especímenes representativos de su comportamiento estructural. Para fines de nuestro estudio, donde es necesario conocer la resistencia de la albañilería a compresión axial y diagonal (f'_m y v'_m), se construyeron dos tipos de especímenes: pilas y muretes.

4.1 PILAS

Tienen por finalidad determinar la resistencia característica a compresión (f'_m). Se ensayaron cuatro especímenes de este tipo. Las dimensiones nominales de las pilas se muestran en la fig. 4.1.

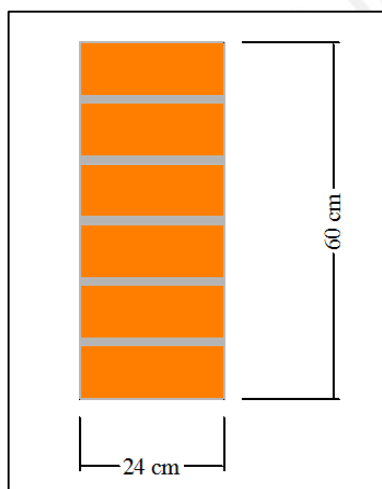


Fig. 4.1 Dimensiones nominales de las pilas de

4.1.1 Procedimiento Constructivo

Se construyeron 4 pilas, debido a la elevada succión que presentan los ladrillos de arcilla, fue necesario humedecer dichas unidades la tarde anterior al asentado. La dosificación para el mortero Cemento/Arena fue 1/4.

Terminada la construcción de las cuatro pilas se colocó un capping en la parte inferior y superior, para uniformizar la superficie de contacto en el dispositivo de ensayo de compresión axial. Los especímenes fueron ensayados después de 28 días de construidos. En la fig. 4.2 se muestran las pilas construidas y con el capping ya colocado.



Fig. 4.2 Pilas de albañilería con el capping ya colocado.

4.1.2 Ensayo

La velocidad de ensayo para las pilas fue de 5 ton/min. Se procedió a aplicar carga axial hasta que las pilas alcanzaran su carga de rotura. En la Fig. 4.3 se observa los dispositivos mecánicos utilizados en el ensayo.



Fig. 4.3 Dispositivos de ensayo para pilas de albañilería.

4.1.3 Evaluación de Resultados

Las fallas observadas en las pilas de albañilería se detallan a continuación (Fig. 4.4):

- La primera pila presento una falla que se desarrolló a lo largo de su eje
- En el segundo espécimen se trituró la zona inferior

- En la tercera pila ocurre algo similar que en la segunda, la trituración de las unidades de albañilería se produjeron en la zona inferior de la pila
- En la cuarta pila la falla ocurrió en la zona intermedia, posiblemente debido a que la pila no estaba completamente aplomada, generándose un problema de flexión que la pila no pudo resistir.



PILA 1



PILA 2



PILA 3



PILA 4

Fig. 4.4 Pilas de albañilería ensayadas.

La resistencia a compresión de cada pila se determinó dividiendo la carga de rotura entre el área bruta y fue corregida por el factor de esbeltez. Luego los valores de $f'm$ fueron hallados restando una desviación estándar al valor promedio, los resultados aparecen en las tablas 4.1 y 4.2.

$$f'm = \text{promedio} \left(\frac{\text{Fuerza aplicada}}{\text{Área bruta}} \right) - \text{desviación estándar}$$

Tabla 4.1 Característica de las pilas (Carga 5 Tn/min)

Muestra	Altura (cm)	Ancho (cm)	Espesor (cm)	Esbeltez (h/t)
PC1	60.00	23.80	13.00	4.62
PC2	59.80	23.80	12.90	4.64
PC3	60.20	23.50	12.90	4.67
PC4	60.20	23.60	12.80	4.70

Tabla 4.2: Resistencia a la compresión axial de las pilas

Muestra	Área (cm ²)	Carga (KN)	Factor(*)	$f'm$ (Kg/cm ²)	Desv. (Kg/cm ²)	Media (Kg/cm ²)	$f'm$ (Kg/cm ²)
PC1	309.40	265.60	0.985	86.15	13.49	101.74	88
PC2	307.02	347.60	0.985	113.72			
PC3	303.15	338.50	0.987	112.29			
PC4	302.08	284.40	0.988	94.83			

* factor h : Corrección por esbeltez

4.2 MURETES

Para hallar la resistencia característica al corte $v'm$ de la albañilería se ensayaron 4 muretes a compresión diagonal, las dimensiones nominales se especifican en la fig. 4.5.

4.2.1 Procedimiento Constructivo

Después de preparar a los ladrillos para el asentado, se colocaron ladrillos maestros con la intención de definir el alineamiento y la longitud del murete. La dosificación para el mortero fue similar al caso de las pilas.

Se verificó el alineamiento con el cordel, la altura con el escantillón y la verticalidad con nivel y plomada. El espesor de juntas osciló entre 1 cm y 1.5 cm.

Terminada la construcción de los muretes, se procedió a la colocación del capping en las esquinas opuestas con la finalidad de uniformizar la superficie de contacto con los cabezales del dispositivo de ensayo.

Los muretes fueron ensayados 28 días luego de construidos, sin necesidad de ser curados.

4.2.2 Ensayo

Primero se colocó el murete en la máquina de ensayo, (Fig. 4.6). Luego se procedió a aplicar carga a una velocidad de 1 ton/min hasta alcanzar la rotura.

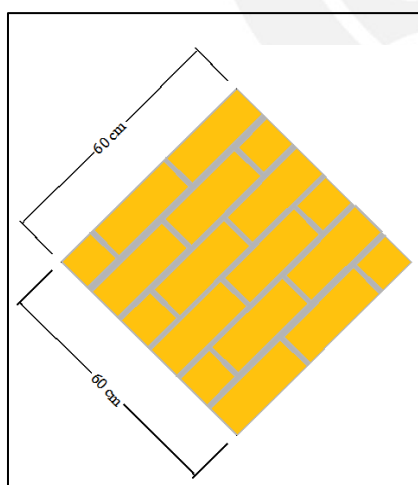


Fig. 4.5 Dimensiones nominales de los muretes (60 x 60 cm).



Fig. 4.6 Vista Global de los dispositivos de ensayo a compresión diagonal.

4.2.3 Evaluación de Resultados.

Se observó que todos los muretes fallaron de manera explosiva, cortando las unidades por tracción diagonal y sin tendencia a propagarse por las juntas. Esto indica que hubo una buena adherencia entre la unidad y el mortero. (Fig. 4.7).



MURETE 1



MURETE 2



MURETE 3



MURETE 4

Fig. 4.7 Ensayo de Muretes de albañilería simple.

De manera similar a los cálculos realizados para pilas, para determinar el valor de la resistencia característica a fuerza cortante de la albañilería ($v'm$) se utilizó la siguiente expresión:

$$v'm = \text{promedio} \left(\frac{\text{Fuerza aplicada}}{\text{Área diagonal comprimida}} \right) - \text{desviación estándar}$$

Los resultados de estos cálculos se presentan en las tablas 4.3 y 4.4.

Tabla 4.3 Característica de los muretes (Carga 1 Tn/min)

Muestra	Largo (cm)	Ancho (cm)	Espesor (cm)	Diagonal (cm)	P _{máx} (Kg)	P _{máx} (KN)
MC1	60.08	60.20	13.10	84.80	15750	154.50
MC2	61.00	59.90	13.00	84.50	14476	142.01
MC3	61.20	60.20	12.90	85.00	14007	137.41
MC4	60.60	60.20	13.20	84.50	14730	144.51

Tabla 4.4 Cálculo $v'm$

Muestra	Área (cm ²)	Carga (KN)	$v'm$ (Kg/cm ²)	Desv. (Kg/cm ²)	Media (Kg/cm ²)	Prom $v'm$ (Kg/cm ²)
MC1	3616.82	154.50	14.18	0.60	13.33	12.74 (*)
MC2	3653.90	142.01	13.18			
MC3	3684.24	137.41	12.77			
MC4	3648.12	144.51	13.21			

(*) De acuerdo a la Norma E070, para efectos de diseño, se debe usar:

$$v'm \leq \sqrt{f'm} = \sqrt{88} = 9.38 \text{ kg/cm}^2$$

CAPÍTULO 5: CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

5.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MUROS

Para la realización de la presente investigación se procedió a construir dos muros de albañilería confinada de dimensiones similares, salvo en lo referente al peralte de las columnas de confinamiento (20 cm para M1 y 40 cm para M2).

El refuerzo de acero colocado fue el siguiente:

Viga de cimentación

$6\phi 5/8", \square 3/8" @5,10@10,r@20$ cm

Columnas:

Muro M1:

$4\phi 1/2", \square 6\text{mm} @5,4@10, r@20$ cm $\rightarrow A_s=5.16$ cm²

Muro M2:

$2\phi 1/2" + 4\phi 3/8", \square 6\text{mm} @5, 4@10, r@20$ cm $\rightarrow A_s=5.42$ cm²

Viga solera

$4\phi 3/8", \square 6\text{mm}, @5,4@10, r@20$ cm

En ambos muros se colocaron chicotes o mechas de 6 mm, embebido en el muro 40 cm como mínimo y en la columna 12.5 cm, con un gancho de 90° con 10 cm, cada 2 hiladas.

La albañilería presentó conexión a ras y fue dispuesto en aparejo de soga.

Resistencia del concreto:

Viga de cimentación: 210 kg/cm².

Columnas y viga solera: 175 kg/cm²

Mortero para juntas de 1 cm: 1:0:4 (cemento: cal: arena)

En las figuras 5.1 y 5.2 se muestran los detalles de los muros.

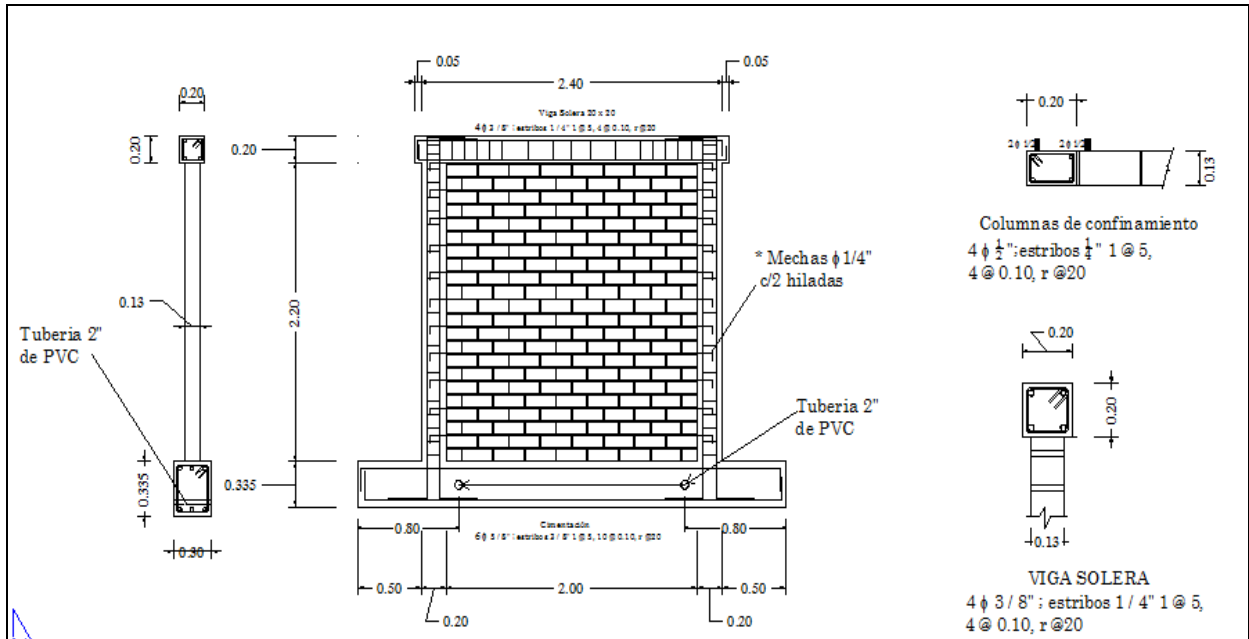


Fig. 5.1 Muro M1, peralte de columnas de 20 cm.

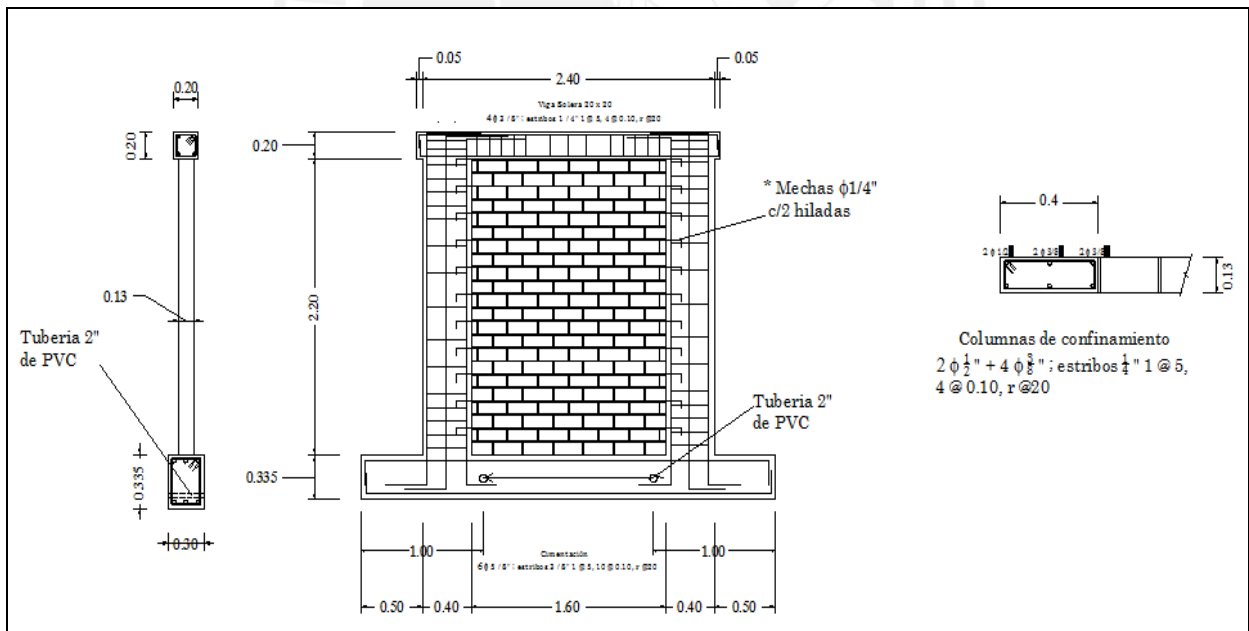


Fig. 5.2 Muro M2, peralte de columnas de 40 cm.

5.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

5.2.1 Vigas de Cimentación

Para la construcción de la viga de apoyo, primero se habilitó el acero según lo indicado en los planos. Las vigas de apoyo fueron colocadas sobre paneles de madera que sirvieron como encofrado (fig. 5.3).



Fig. 5.3 Habilitación del acero y colocación sobre paneles de madera.

Al inicio del encofrado (fig. 5.4), los paneles de madera fueron impregnados con desmoldante (petróleo quemado). Luego se colocaron dos tubos de PVC en zonas cercanas a las columnas, para que el equipo de izaje pueda movilizar los muros a la zona de ensayo.



Fig. 5.4 Encofrado de viga de cimentación.

La dosificación del concreto fue la necesaria para alcanzar la resistencia nominal de 210 kg/cm^2 a los 28 días. Antes del fraguado del concreto, se procedió a realizar ralladuras en la zona de asentado del ladrillo (fig. 5.5). En la viga de apoyo del muro M1 fue necesario picar posteriormente, pues el rallado inicial fue superficial. Para el caso del muro M2 se tuvo más cuidado con este procedimiento, y no fue necesario picar.



Fig. 5.5 Viga de cimentación.

Es necesario indicar que durante el proceso constructivo se presentaron errores, como fue el de construir las vigas de cimentación con un peralte de 40 cm en ambos muros y no de 33.5 cm como se indicó inicialmente en los planos. Este error básicamente originó que las dimensiones de ambos muros se incrementaran 5 cm en la dirección vertical, para que la altura del eje de viga solera coincidiera con la altura del actuador dinámico.

5.2.2 Pasos Previos a la Construcción de la Albañilería

Los ladrillos se regaron durante $\frac{1}{2}$ hora la tarde anterior al día de asentado (Fig 5.6). Para determinar la cantidad de ladrillos por hilada se emplantilló la viga de cimentación, tomando en cuenta que ambos muros presentarían conexión columna-albañilería a ras.

La zona rayada de la viga de cimentación se limpió de partículas sueltas con una escobilla, estas ranuras permitieron lograr una buena adherencia de la primera capa de mortero. Antes de colocar la primera hilada (Fig. 5.7) se humedeció la superficie de asentado.



Fig. 5.6 Humedecimiento de las unidades de albañilería.



Fig. 5.7 Construcción de primera hilada.

5.2.3 Muros

Para evitar fallas por aplastamiento del mortero, los muros de albañilería se construyeron en dos jornadas. La Norma E070 recomienda no asentar ladrillos en más de 1.30 m de altura.

Por otro lado, en la última hilada de la primera jornada (fig. 5.8), no se llenó la junta vertical, con la finalidad de evitar la falla por cizallamiento en las juntas de construcción. Al iniciar la segunda jornada de asentado (fig. 5.9), se limpió la junta de construcción y se llenó con mortero las juntas verticales mencionadas. El espesor de las juntas varió entre 1 cm a 1.5 cm.



Fig. 5.8 Primera jornada de asentado de ladrillos.



Fig. 5.9 Segunda jornada de asentado.

Adicional al asentado de las unidades de albañilería, se procedió a colocar mechas o chicotes cada dos hiladas, pues la conexión columna-albañilería era a ras (fig. 5.10).



Fig. 5.10 Colocación de chicotes cada dos hiladas.

Se verificó la verticalidad con la plomada, la altura con el escantillón y la horizontalidad con el cordel.

Con respecto al acero, se verificó que el refuerzo vertical de las columnas penetre adecuadamente en la viga solera. Para ello, el refuerzo vertical interior debió doblarse a la misma altura que el refuerzo vertical exterior. De esta manera, no se reducirá la resistencia a corte-fricción en la junta solera-columna (fig. 5.11).

La norma recomienda que los estribos sean de $1 \frac{3}{4}$ de vuelta para columnas pequeñas (Fig. 5.12).



Fig. 5.11 Refuerzo vertical interior doblado a la misma altura que el refuerzo vertical exterior



Fig. 5.12 Colocación de estribos en columna.

5.2.4 Columnas

Terminada la construcción de la albañilería, se procedió a emplantar en la viga de cimentación las dimensiones de las columnas. Se revisó la verticalidad del refuerzo, y el espaciamiento entre los estribos para encofrar al final las 4 columnas (fig. 5.13).

El vaciado se realizó hasta la zona inferior de la viga solera, compactando al concreto con un vibrador.



Fig. 5.13 Encofrado de una columna.

Se extrajeron 8 probetas estándar, 4 muestras del muro M1 y 4 del muro M2 los resultados de los ensayos del concreto a los 28 días se muestra en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Resistencia del concreto de columnas

Especimen	Diámetro (mm)		Carga Máxima kg	Área cm ²	f'c Kg/cm ²	f'c prom Kg/cm ²
	D1	D2				
M1-01	156.6	155.8	35290	191.62	184.16	188
M1-02	153.6	152.4	32740	183.85	178.08	
M2-01	152.8	151.9	38660	182.30	212.07	
M2-02	152.6	152.8	32400	183.13	176.92	

Luego del desencofrado de las columnas del muro M1 se produjo una cangrejera de tamaño considerable (Fig. 5.14). Esto posiblemente debido a que la mezcla utilizada en esta columna no fue lo suficientemente fluida. El Asesor de Tesis recomendó introducir una mezcla de

concreto fluido (grout) con la siguiente dosificación: cemento: piedra: arena ($1:1 \frac{1}{2} : 2 \frac{1}{2}$); usándose para tal fin como agregado grueso, confitillo de $\frac{1}{4}$ ". El encofrado utilizado tuvo forma de embudo (Fig. 5.15) de manera que el grout rebalsase, para que al secar no se separe del concreto existente. En la fig. 5.16 se observa a la columna luego de retirar el encofrado para el grout.

En las siguientes figuras se detalla el problema ocurrido y las medidas de corrección.



Fig. 5.14 Orificio en columna de muro M1.



Fig. 5.15 Encofrado en forma de embudo.



Figura 5.16 Apariencia de la columna luego de retirar el encofrado para la mezcla fluida.

5.2.5 Vigas Soleras

Las vigas soleras se construyeron luego del desencofrado de las columnas (Fig. 5.17). Se colocó el refuerzo de acero sobre los ladrillos dejando 2 cm de recubrimiento, pues son estructuras que serán ensayadas y presentan por lo tanto un corto periodo de vida útil.

La dosificación del concreto usado fue similar a la empleada para las columnas de confinamiento.



Fig. 5.17 Construcción de la viga solera.

5.3 MUROS M1 Y M2

A continuación se muestran los muros M1 (Fig. 5.18), y, M2 (Fig. 5.19) antes del ensayo.



Fig. 5.18 Muro M1.



Fig. 5.19 Muro M2.

CAPÍTULO 6: ENSAYOS DE CARGA LATERAL CÍCLICA

6.1 DESCRIPCIÓN

Los muros M1 y M2 fueron ensayados ante solicitaciones sísmicas, para este fin se procedió en el laboratorio a someter a ambos muros a la aplicación de cargas laterales cíclicas con desplazamiento controlado. El montaje de los dispositivos utilizados para este ensayo se detalla a continuación:

Se procedió a armar un marco metálico de reacción sobre el cual se colocó el actuador dinámico (con una carrera de 15 cm en los dos sentidos), para la aplicación de las cargas sobre ambos muros.

Mediante la grúa se procedió al transporte y colocación de los muros en la zona de laboratorio destinada para el ensayo. Utilizando un dispositivo diseñado especialmente para estos fines, se procedió a aplicar una carga axial de 30 ton sobre la viga de cimentación. Esta fuerza es mayor a la fuerza de agrietamiento diagonal, cuyo objetivo era el de evitar el deslizamiento del espécimen. Luego se procedió a aplicar una carga de 25 ton sobre cada aleta de la viga de cimentación en forma simultánea (mediante gatas hidráulicas), con la finalidad de evitar el volteo del espécimen. De esta manera los especímenes de ensayo quedaron fijos sobre la losa de ensayo.

Las cargas laterales sobre el muro se aplicaron mediante un actuador dinámico. Para poder aplicar tales cargas en ambos sentidos, se adaptó al cabezal de aplicación de cargas del actuador un sistema de tirantes (pretensados) sujetos a un perfil metálico en el extremo opuesto del muro. Así también, se usó otro perfil metálico para repartir de manera adecuada sobre el extremo de la viga solera la carga del actuador. La fig. 6.1 muestra este procedimiento.



Fig. 6.1 Montaje de los muros.

Se emplearon celdas de carga para medir la carga y traductores electrónicos de los desplazamientos (LVDT)) para medir los desplazamientos.

Se colocaron un total de 13 LDTV en cada muro, con la finalidad de medir los siguientes desplazamientos. La distribución de los mismos fue similar en los dos muros, en la fig. 6.2 se detalla la distribución de los LVDT.

- Desplazamiento horizontal absoluto de la solera o LVDT de control (LVDT #1).
- Desplazamiento horizontal absoluto en el centro del muro (LVDT #2).
- Desplazamiento horizontal relativo entre columnas a la altura central del muro (LVDT #3), para obtener el instante asociado a la primera fractura diagonal del muro.
- Desplazamiento horizontal relativo entre columnas y albañilería (LVDT # 4, 5, 6, 7, 8,9), usados para medir posibles aberturas en la zona de la conexión columna-albañilería.
- Desplazamientos verticales de las columnas respecto a la viga de cimentación (LVDT # 10, 11), para obtener los instantes asociados a la primera fisura por flexión.
- Desplazamientos relativos entre diagonales del muro ubicados en el tercio central (LVDT 12, 13), para obtener el módulo de corte G.

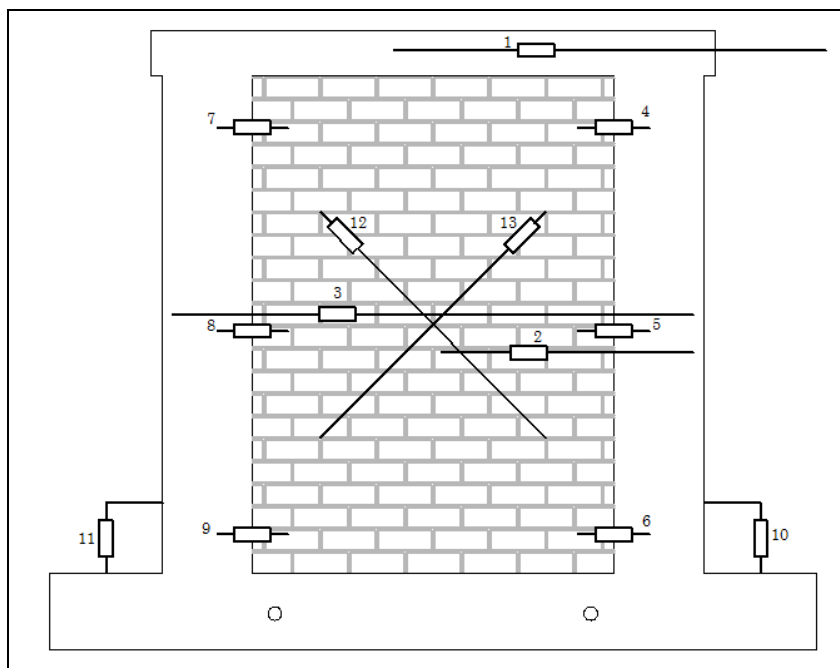


Fig. 6.2 Distribución de los LVDT.

6.2. TÉCNICA DE ENSAYO

El ensayo escogido para evaluar el comportamiento sísmico de ambos muros fue el de carga lateral cíclica con desplazamiento controlado (ver tablas 6.1 y 6.2). Estos desplazamientos se aplicaron sobre la viga solera por un actuador dinámico montado en un marco de reacción, para controlarlos se utilizaron sensores de desplazamiento.

En el muro M1 se aplicaron solo 8 fases con la finalidad de repararlo en un proyecto posterior, mientras, en el muro M2 se aplicaron 10 fases. Estas fases someten al muro a un incremento de desplazamiento progresivo y controlado para evaluar distintas etapas del comportamiento del muro:

En las fases 1 y 2, se espera que los muros presenten un comportamiento elástico.

En las fases 3 y 4, se espera que aparezcan las primeras grietas por flexión.

Entre las fases 5 y 6, se espera el agrietamiento diagonal.

Entre las fases 7 y 8, se encuentra el límite de reparación del muro.

Entre las fases 9 y 10, los muros se encuentran irreparables y seriamente dañados.

La velocidad de ensayo fue de 1 ciclo cada 4 minutos.

Tabla 6.1 Fases y ciclo de ensayo del muro M1

FASE	1	2	3	4	5	6	7	8
DESP (mm)	0.5	1.0	2.5	5.0	7.5	10.0	12.5	15
CICLOS	2	1	1	3	3	3	3	3

Tabla 6.2 Fases y ciclos de ensayos del muro M2

FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
DESP (mm)	0.5	1.0	2.5	5.0	7.5	10.0	12.5	15	17.5	20
CICLOS	2	1	2	3	3	3	3	3	3	3

Durante el ensayo se marcaron las grietas, identificándolas con un color determinado a la fase asociada, se anotaron los instantes en que ocurrían las fallas más importantes, las que fueron fotografiadas. También se controló que los tirantes del actuador no se aflojen y que las cargas sobre la viga de cimentación permanezcan constantes.

CAPÍTULO 7: DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DURANTE LOS ENSAYOS

7.1 MURO M1:

En las primeras dos fases del ensayo no se observaron fisuras. En la tercera fase, se produjo la primera fisura en la albañilería. Esta apareció a un nivel de carga lateral de 10.6 ton, mientras se empujaba el muro. Se originó una nueva fisura mientras se jalaba el muro a un nivel de carga de 10.7 ton. El grosor de la fisura medido fue 0.41 mm. Las fisuras producidas en esta fase se marcaron de color celeste. (Fig. 7.1 y Fig. 7.2).

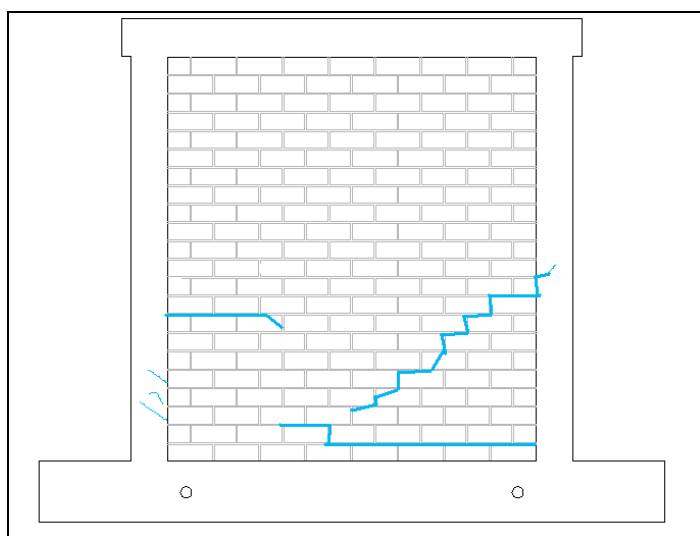


Fig. 7.1 Fisuras producidas en la fase 3 del ensayo del Muro M1.

Fig. 7.2 Fisura producida en la fase 3, grosor de la fisura 0.41 mm.



En la cuarta fase se alcanzaron fisuras de 1.25 mm de grosor, tanto al empujar el muro M1 como al jalarlo. Estas se produjeron al llegar al nivel de carga de 13.07 ton al empujar el muro M1, y de 13.00 ton al jalarlo. Las fisuras producidas se marcaron de color rojo. Algunas producidas en la fase anterior crecieron (Fig. 7.3 y Fig 7.4)

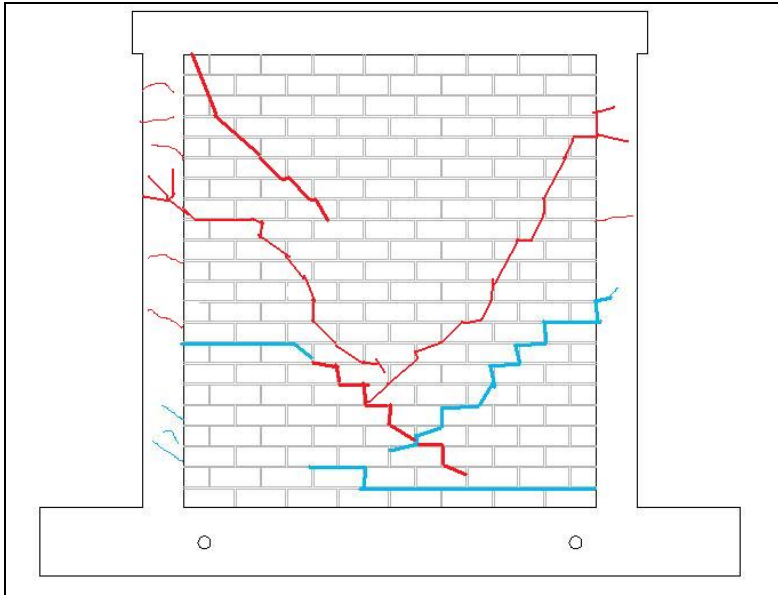


Fig. 7.3 Fisuras producidas en la fase 4 (rojo).

Fig. 7.4 Fisuras producidas en la fase 4, grosor de la fisura 1.25 mm.



En la fase 5 el grosor de las fisuras alcanzó los 3 mm (Fig. 7.6) en la etapa de empuje, y, los 4 mm en la etapa de jalado. Estas grietas aparecieron al llegar a niveles de carga de ± 13.81 ton. Como se observa en la fig. 7.5, en esta fase las fisuras que se originaron en la fase anterior se prolongaron.

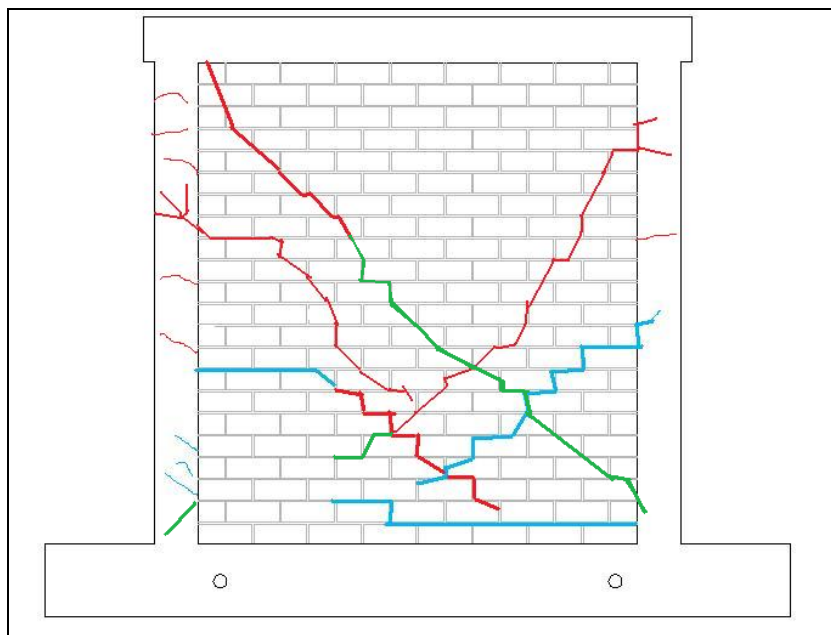


Fig. 7.5 Fisuras producidas en la fase 5 (verde).

Fig. 7.6 Fisuras alcanzaron grosores de 3 mm al momento de empujar el muro y de 4mm al momento de jalarlo.



En la sexta fase, las fisuras alcanzaron grosores de 6.5 mm. En esta fase se fisuró el talón izquierdo del muro, así como también la viga solera en el lado izquierdo. Las fisuras producidas en esta fase se marcaron de color naranja (Ver Fig. 7.7 y 7.8).



Fig. 7.7 Fisuras en el talón izquierdo del muro M1.



Fig. 7.8 Fisuras en la viga solera del muro M1.

Las fisuras en la séptima fase del ensayo alcanzaron grosores de 8 mm, se produjo la trituración del talón izquierdo (Fig. 7.9), y de la albañilería en la zona de intersección de las diagonales del muro (Fig. 7.10).



Fig. 7.9 Trituración en el talón izquierdo del Muro M1.

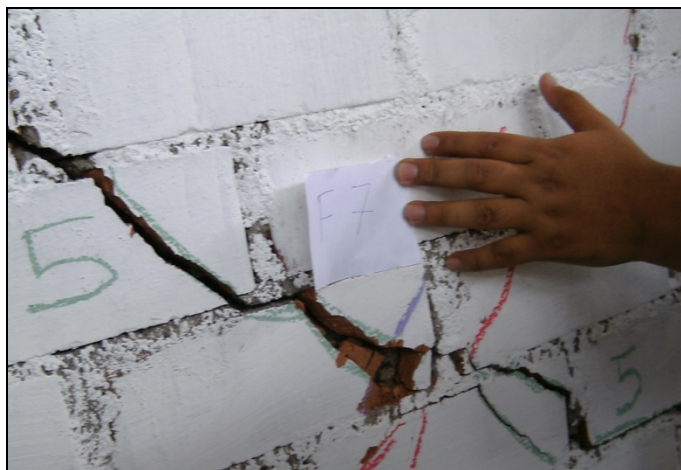


Fig. 7.10 Trituración del ladrillo en la intersección de diagonales del Muro M1.

En la octava fase no se generaron nuevas fisuras, las existentes crecieron hasta alcanzar grosores de 10 mm, el muro se daña considerablemente en especial el talón izquierdo del muro.

Se decidió detener el ensayo en esta fase, ya que el muro se encontraba en su límite de reparación, para realizar una futura investigación sobre la reparación del Muro M1 con fibras de carbono. La fig. 7.11 muestra el estado final del Muro M1.



Fig. 7.11 Estado del Muro M1 al final del ensayo.

7.2 MURO M2:

Durante la primera fase del ensayo no se presentaron fisuras. En la segunda fase aparecieron las primeras fisuras en la columna derecha a un nivel de carga de 12.1 ton, al momento de empujar el muro. En la columna izquierda aparecieron cuando se alcanzaron niveles de carga de 7.9 ton al jalar el muro. Las fisuras se muestran en la fig. 7.12, la imagen de la izquierda muestra la columna derecha mientras que la imagen derecha la columna izquierda. Se muestran ambas imágenes en orden de aparición, las fisuras se marcaron de color rosado para esta fase.



Fig. 7.12 Primeras fisuras producidas en las columnas durante la fase 2 del ensayo.

Para la tercera fase aparecieron las primeras fisuras diagonales en la albañilería en forma escalonada a niveles de carga lateral de 13.5 ton al empujar y 8 ton al jalar. Las fisuras producidas se marcaron de color celeste, como se indica en el esquema (fig. 7.13).

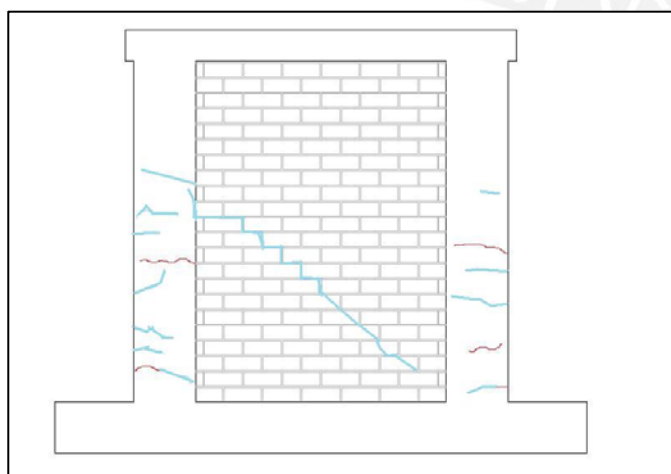


Fig. 7.13 Fisuras producidas en la tercera fase (celeste).

Las fisuras en la albañilería del muro M2 se produjeron una fase antes en comparación a las producidas en el Muro M1, de columnas de 20 cm de peralte.

En la cuarta fase apareció la fisura diagonal en sentido simétrico en el muro a un nivel de carga de 15 ton al empujar. Para niveles de carga de 12 ton (al jalar) se originaron fisuras verticales en la interfase derecha. El grosor de la fisura vertical fue de 0.3 mm, y, el grosor de la fisura diagonal fue de 1.25 mm (Fig. 7.14 y 7.15). Las fisuras producidas se marcaron de color rojo.

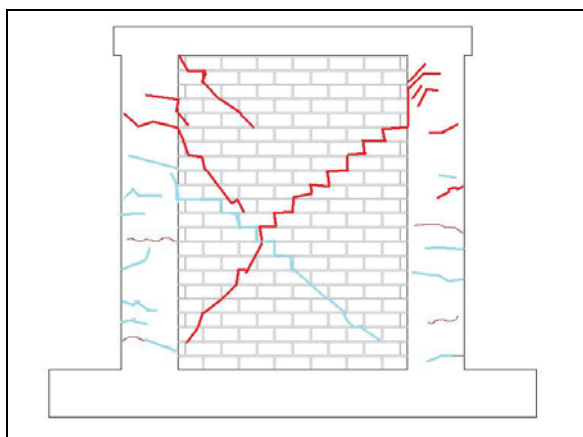


Fig. 7.14 Se observa la grieta diagonal producida en la cuarta fase (rojo).

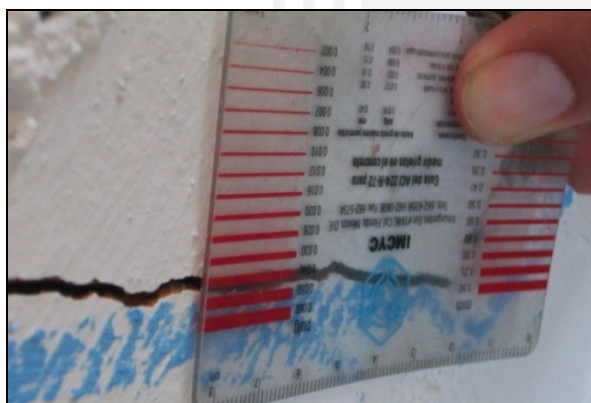


Fig. 7.15 Grietas de 1.25 mm durante la fase 4.

En una análisis posterior al ensayo del Muro M2 se observó que la aparición de las fisuras verticales en la columna derecha se debieron en parte a la existencia de cangrejeras en la interfase columna-albañilería, puesto que en la columna izquierda si bien apareció una fisura en la zona de interfase esta no se desarrolló tan significativamente como la ocurrida en columna derecha. Esto se detallará en páginas posteriores.

En la quinta fase, para un nivel de carga lateral de 18.7 ton, en la columna izquierda las fisuras verticales se desarrollaron a lo largo de 2 hiladas, mientras que en la columna derecha a lo

largo de 3 hiladas. En la interfase derecha se alcanzaron grosores de fisura vertical de 0.5 mm mientras que en la interfase izquierda el grosor de las fisuras fue de 0.1 mm.

Las fisuras diagonales aparecieron para una carga de 13.5 ton. Las fisuras diagonales alcanzaron grosores de 2.5 mm. Durante esta fase, las fisuras originadas en la tercera fase se prolongaron más (fig. 7.16) y se marcaron de color verde.

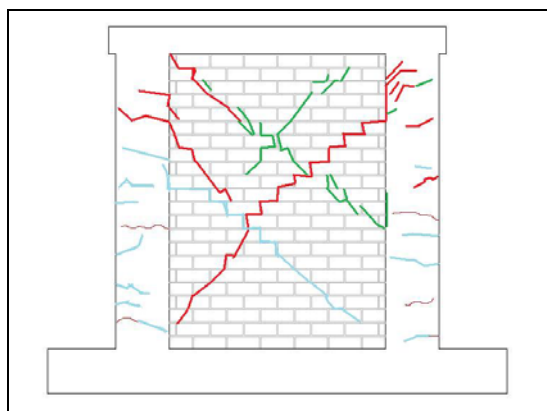


Fig. 7.16 Muro M2 al final de la quinta fase (verde).

Durante la sexta fase apareció una nueva fisura vertical en la interfase derecha a la altura de la décima hilada prolongándose a lo largo de 10 hiladas. Las fisuras que aparecieron en fases anteriores aumentaron en grosor alcanzando los 3 mm, las nuevas grietas son marcadas con color naranja (Fig. 7.17).

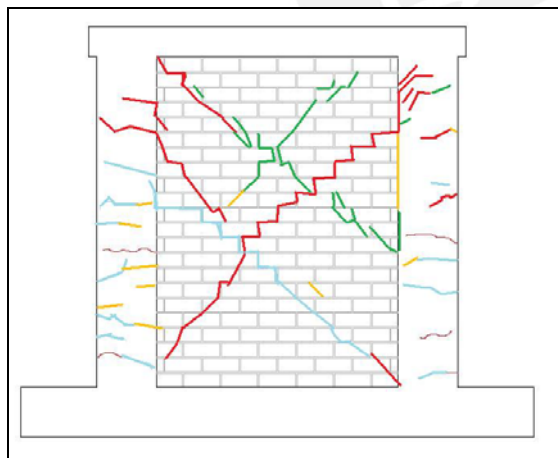


Fig. 7.17 Muro M2 al final de la fase 6 (naranja).

En la séptima fase, donde se alcanzó el límite de reparación del muro, aparecieron nuevas fisuras a un nivel de carga lateral de 23 ton. En la etapa de empuje las fisuras tienen un grosor de 4 mm, mientras que en la etapa de jalado se tienen fisuras de 6.5 mm de grosor. Las fisuras son marcadas con color morado (Fig. 7.18).

Se detiene el ensayo llevando el nivel de carga lateral a cero, con la finalidad de medir el grosor de la fisura remanente, obteniéndose 2 mm. Siguiendo este último resultado se podría afirmar que si un muro de albañilería confinada presenta fisuras de 2 mm de grosor producto de un sismo, aún está en condiciones de ser reparado.

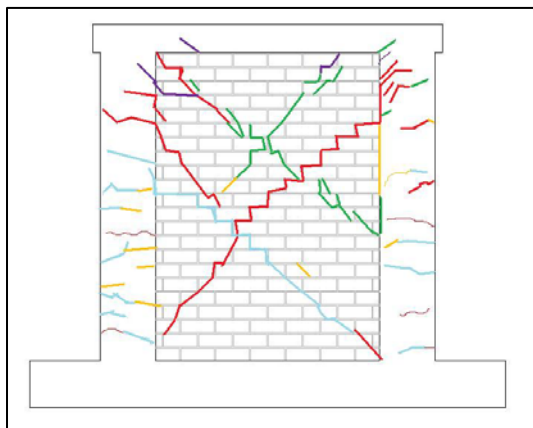


Fig. 7.18 Muro M2 al final de la fase 7 (morado).

En la octava fase se produjeron en el Muro M2, fisuras en el talón derecho a un nivel de carga de 23.7 ton. La trituración de la albañilería se produjo para niveles de 10.8 ton de carga lateral. En este instante se observó que el sensor #11 dejó de realizar mediciones al separarse del muro, por tal motivo para fines de medición y comparación con el Muro M1 se prescindirá de él a partir de este instante.

Al alcanzarse niveles de carga lateral de 22.3 ton se produjeron nuevas fisuras en la albañilería, la trituración del talón izquierdo se produjo al alcanzar 21.7 ton de carga lateral. En este instante grosor de la fisura fue de 9 mm. Las fisuras producidas en esta fase se marcaron con color marrón (Fig. 7.19).



Fig. 7.19 Fisuras producidas en la fase 8 del ensayo de M2.

En la novena fase del ensayo, se produjo una nueva fisura diagonal al alcanzar 22 ton de carga lateral mientras se empujaba. En este instante los grosores de las fisuras fueron de 12 mm. Las fisuras se marcaron con color amarillo (Fig. 7.20).

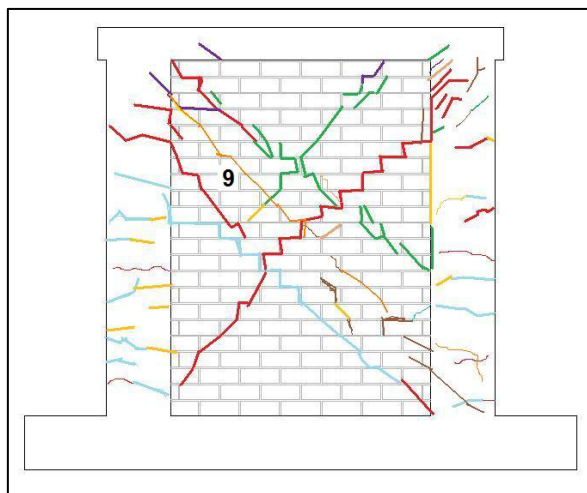


Fig. 7.20 Fisura diagonal producida en la fase 9.

En la última fase de ensayo, el muro se encontraba considerablemente dañado. Continuando el ensayo, para cargas de 14.7 ton el grosor de las fisuras fueron de 14 mm, como se observa el deterioro es evidente en el muro M2. Finalizado el ensayo y llevando la carga lateral a cero se midió nuevamente el grosor de fisura remanente siendo 8 mm. El muro en este instante es irreparable económicamente (Fig. 7.21).

Para finalizar el ensayo, se sometió al muro a un desplazamiento lateral armónico de 15 mm con una frecuencia de 2 Hz. Durante esta sollicitación se observaron desplazamientos verticales relativos en la interfase columna–albañilería del muro M2.

En observaciones posteriores al ensayo se detectó que durante la construcción del muro M2 se produjeron cangrejeras no perceptibles a simple vista. Estas se dieron en las interfases columna-albañilería y también en los talones del muro. Estas cangrejeras originaron las fisuraciones y trituraciones observadas en los ensayos.

7.3 OBSERVACIONES POSTENSAYO DE LOS MUROS

Se realizó una inspección post-ensayo con la finalidad de determinar defectos constructivos. Se encontró que existieron cangrejeras en la columna derecha a lo largo de la interfase.

En la fig. 7.21 se observa al muro M2 luego de ser ensayado, nótese que las fisuras producidas en la interfase columna-albañilería son más evidentes en la interfase de la columna derecha.



Fig. 7.21 Muro 2 al finalizar el ensayo.

En las siguientes fotografías se detallan los defectos constructivos hallados. Se procedió a picar con un cincel ambas columnas del muro M2. En la columna derecha la interfase columna-albañilería se deshizo con relativa facilidad mientras que en otras zonas el cincel no penetró tan fácilmente. Este fue el criterio utilizado para hallar las cangrejeras (Fig. 7.22).



Fig. 7.22 Cangrejera encontrada en la interfase columna-albañilería del muro M2.

Nótese que la cangrejera encontrada sigue la dirección de la fisura vertical producida en la interfase columna-albañilería. Es decir que la fisura vertical pudo deberse en mayor medida a este defecto constructivo más que a un comportamiento producto de la concentración de esfuerzos en esa zona.

También se procedió a buscar cangrejas en el resto del muro M2. En la columna izquierda no se encontraron fallas constructivas en la interfase columna-albañilería, sin embargo durante el ensayo se observó que el talón izquierdo fue el único en triturarse, razón por la cual se procedió a inspeccionarlo (Fig. 7.23). Este defecto tiene más probabilidades de deberse a un defecto constructivo.



Fig. 7.23 Talón izquierdo del muro.

Así mismo una inspección al talón derecho descartó la existencia de cangrejas en esa zona como se observa en la fig. 7.24.

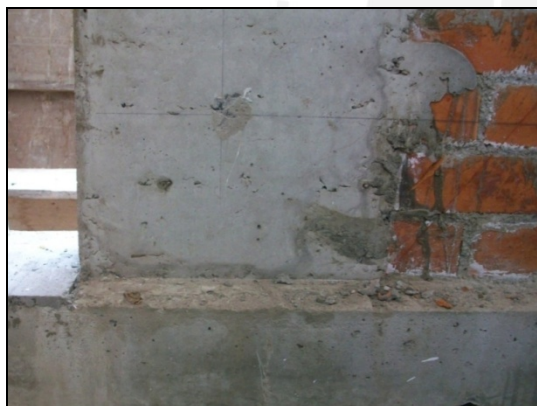


Fig. 7.24 Talón derecho del muro M2, sin cangrejas.

Luego de inspeccionar el muro M2, se procedió a realizar lo propio con el muro M1, no encontrándose defectos constructivos visibles.

CAPÍTULO 8: INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS ESTÁTICOS

Durante la primera fase del ensayo no se produjeron fisuras en ambos muros, criterio por el cual, se entiende que ambas estructuras se comportaron elásticamente. Para fines de comparación se procedió a realizar un análisis teórico de ambos muros, con la particularidad de considerar principalmente los efectos producidos al empujar. Este criterio nació de la evaluación postensayo del muro M2, donde se produjeron cangrejas en la columna derecha, que originó que los datos tomados al momento de jalar no se considerasen muy representativos.

Para el estudio teórico del comportamiento de estas estructuras en el rango elástico, se utilizó el criterio de la sección transformada no agrietada, que es representativa hasta el momento de la formación de la primera fisura visible por flexión.

8.1 MÓDULO DE CORTE

El primer parámetro calculado fue el módulo de corte de la albañilería (G) de cada muro, ya que no se midieron deformaciones en las pruebas de prismas, este parámetro se calculó midiendo las deformaciones en los sensores 12 y 13 (Fig. 6.2).

Se tiene de ensayos de los prismas de albañilería y probetas de concreto los siguientes parámetros:

$$f'_c = 188 \text{ kg/cm}^2 \text{ (probetas de concreto)}$$

$$f'_m = 88 \text{ kg/cm}^2 \text{ (pilas)}$$

$$v'_m = 9.38 \text{ kg/cm}^2 \text{ (muretes)}$$

Con estos valores se calcularon nuevos parámetros como el módulo de elasticidad de la albañilería (E_a) y el módulo de elasticidad del concreto (E_c), los cuales permitirán realizar los cálculos para determinar los módulos de corte de cada muro:

$$E_a = 500 f'_m = 500 \times 88 \text{ kg/cm}^2 = 44000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 15000 \sqrt{188} = 206670 \text{ kg/cm}^2$$

8.1.1 Cálculo del Módulo de Corte del Muro M1

Primero se procede a determinar la sección transformada del muro M1, como se muestra en la siguiente fig. 8.1.

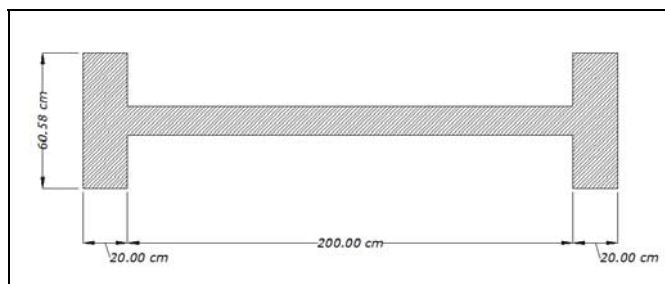


Fig. 8.1 Sección transformada del Muro M1.

Los valores del momento de inercia y del área de corte se indican a continuación:

$$I = 38068160 \text{ cm}^4$$

$$A_c = 3120 \text{ cm}^2$$

Para determinar el valor del módulo de corte, se consideró la siguiente relación de deformaciones:

$$|\epsilon_{12}| + |\epsilon_{13}| = \gamma$$

Siendo “ γ ” la deformación angular.

Se consideraron únicamente, las deformaciones registradas en los sensores 12 y 13 durante la primera fase. En la fig. 8.2 se observa la gráfica esfuerzo de corte (v) vs deformación angular (γ) tomados del registro de medición de deformaciones realizado durante el ensayo.

De los datos ploteados, se obtuvo que el valor de módulo de corte (G) de la albañilería fue 18656 kg/cm^2 . Valor muy cercano que el obtenido con la fórmula empírica $E_a/G_a = 2.5$ de la Norma E070:

$$G_a = E_a / 2.5 = 500 \text{ f/m} / 2.5 = 17600 \text{ kg/cm}^2.$$



Fig. 8.2 Módulo de Corte del muro M1

8.1.2 Cálculo del Módulo de Corte del Muro M2

De manera similar al cálculo realizado para el muro M1, se procedió a determinar el módulo de corte para el muro M2.

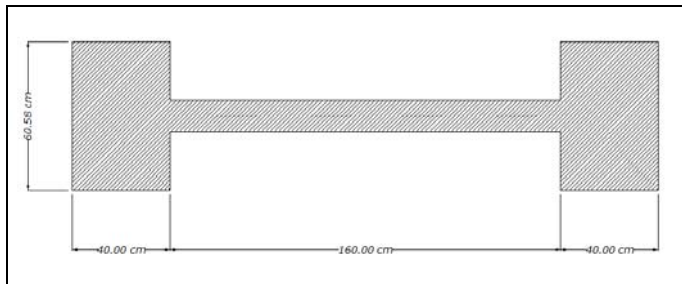


Fig. 8.3 Sección transformada del muro M2.

Los valores de momento de inercia y área de corte se indican a continuación:

$$I = 63724960 \text{ cm}^4$$

$$A_c = 3120 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del módulo de corte, se tomaron los mismos criterios de análisis utilizados para el muro M1 (fig. 8.4).

El muro M2 tuvo un módulo de corte 8% mayor al calculado para el muro M1.

Tabla 8.1. Módulos de corte calculados:

Teórico	Muro M1	Muro M2
17600 kg/cm ²	18656 kg/cm ²	20196 kg/cm ²

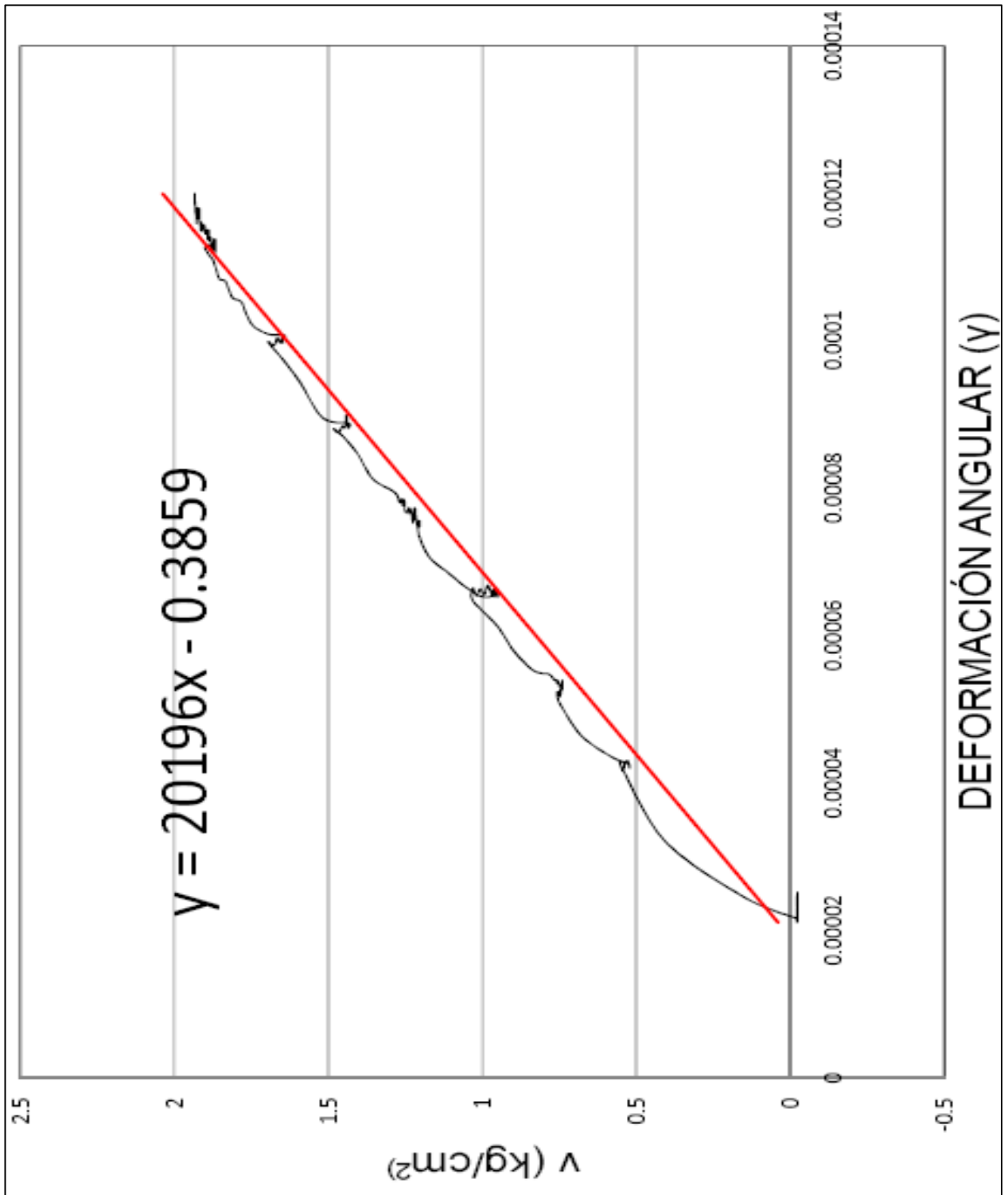


Fig. 8.4 Módulo de Corte del muro M2

8.2 RIGIDEZ LATERAL

Para determinar la rigidez lateral de cada una de las estructuras en estudio, se procedió a medir las fuerzas laterales y los desplazamientos que producen estas. El valor de la rigidez K_0 se define por la siguiente relación.

$$K_0 = \frac{F}{\delta}$$

Teóricamente la rigidez inicial para un muro se calcula con la siguiente expresión, válida para muros en voladizo:

$$K = \frac{E_a}{\frac{H^3}{3I} + \frac{f H E_g}{2A}}$$

Donde:

At: Área axial de la sección transversal

A alma: Área del alma de la sección

I: Momento de Inercia

f: factor de forma ($A / \text{Área del alma}$)

H: Altura

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

E_a : Módulo de elasticidad de albañilería

G_a : Módulo de corte de la albañilería

8.2.1 Rigidez Lateral Teórica:

Se procede a continuación al cálculo de la rigidez de cada uno de los muros M1 y M2:

Propiedades del Muro M1:

$$A_t = 5023.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{alma}} = 3120 \text{ cm}^2$$

$$I = 38068160 \text{ cm}^4$$

$$f = 1.61$$

$$H = 233.5 \text{ cm}$$

$$E_c = 205670 \text{ kg/cm}^2 \text{ (probetas)}$$

$$E_a = 44000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (500f'm)}$$

$$G_a = 17600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} E_a/2.5 \text{)}$$

Con los valores indicados, se obtuvo que el valor de la rigidez lateral teórica del muro M1 fue:

$$K_0 \text{ (teórico)} = 147367 \text{ kg/cm}$$

Propiedades del Muro M2:

At = 6926.4 cm²
 A alma = 3120 cm²
 I = 63724960 cm⁴
 f= 2.22

H= 233.5 cm:
 Ec= 205670 kg/cm² (probetas):
 Ea= 44000 kg/cm² (500f'm)
 Ga= 17600 kg/cm² (Ea/2.5)

De manera similar se procedió a calcular la rigidez lateral del muro M2:

Ko (teórico) = 173438 kg/cm

Luego del cálculo teórico de los valores de Módulo de Rigidez, se procedió a determinar las rigideces experimentales.

8.2.2 Rigidez Lateral Experimental

Los datos presentados en las figuras 8.5 y 8.6 corresponden a los registros de la primera fase, donde no se presentaron fisuras, lo que indica que ambos muros trabajaron en el rango elástico.

8.2.3 Comparación de Rigideces Teóricas y Experimentales

En la tabla 8.2, se presenta una comparación de los valores teóricos y experimentales de las rigideces de los muros estudiados.

Se determinó teóricamente por medio del análisis de la sección transformada, y por el estudio por elementos finitos (Capítulo 2); que la rigidez lateral del muro M2 fue entre 12% y 17%, mayor, respectivamente. En cambio, en los ensayos se determinó que la diferencia entre ambos fue sólo 6.5%, siendo la rigidez lateral de M2, mayor.

Tabla 8.2. Cuadro resumen de valores de rigidez de los muros

MURO	Teórico	Análisis EF	Experimental
M1	147367 kg/cm	156544 kg/cm	116483 kg/cm
M2	173438 kg/cm	184162 kg/cm	124088 kg/cm

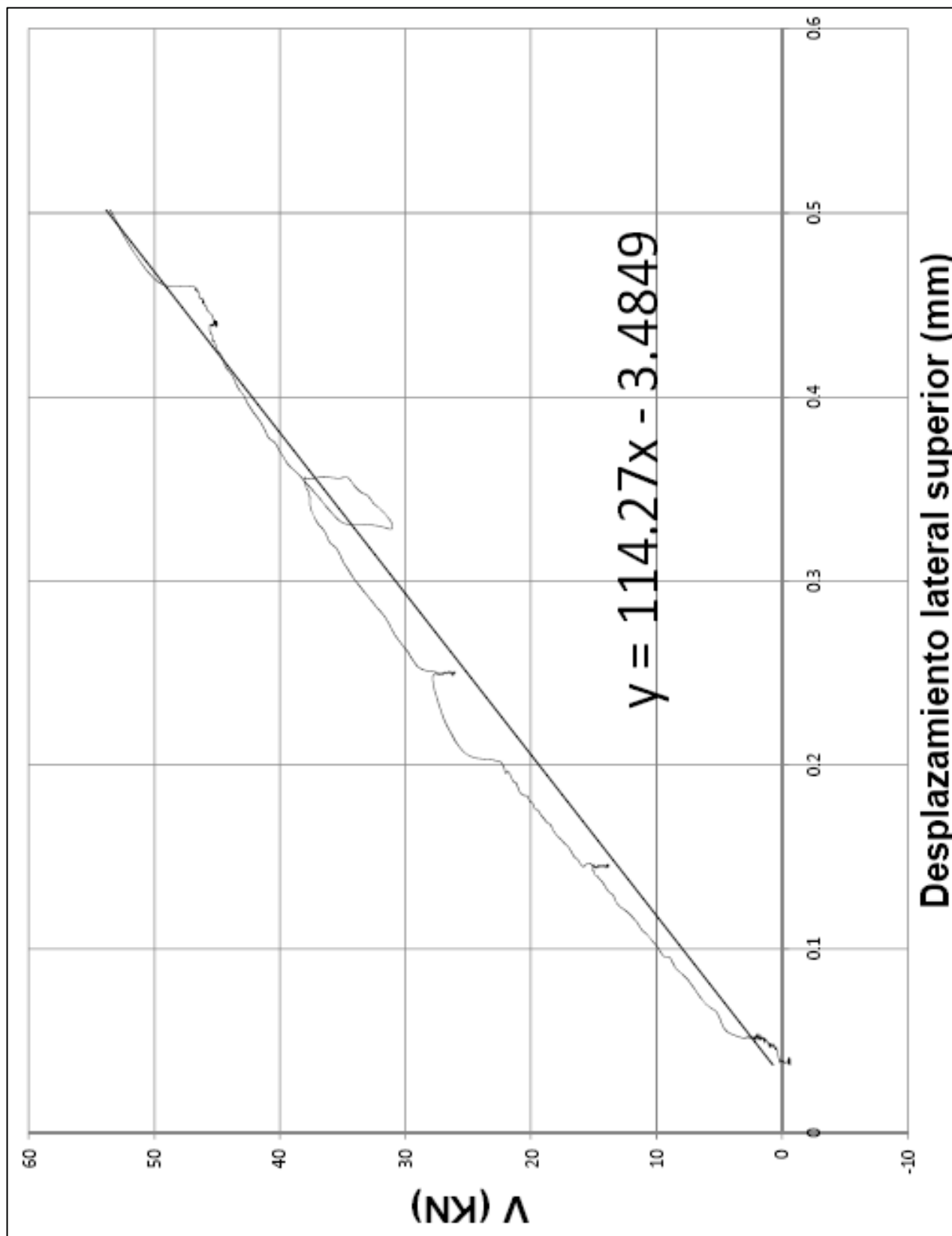


Fig. 8.5 Rigidez Lateral del muro M1, $K_o = 114.27 \text{ Kn/mm} = 116483 \text{ kg/cm}$

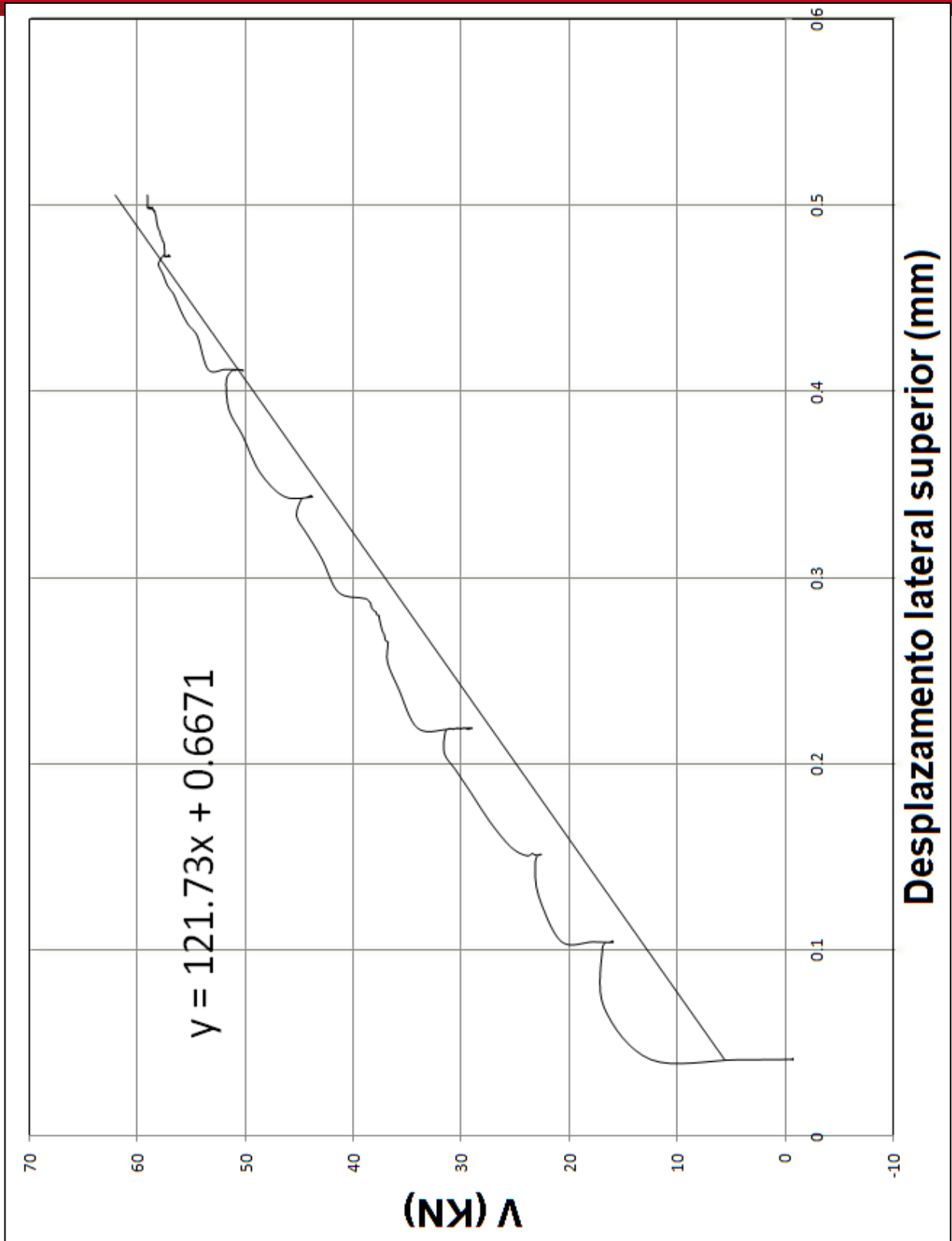


Fig. 8.6 Rigidez Lateral del muro M1, $K_o = 121.7 \text{ Kn/mm} = 124057 \text{ kg/cm}$

8.3 AGRIETAMIENTO DIAGONAL

Para determinar la resistencia teórica al agrietamiento diagonal se utilizó la expresión proveniente de la Norma E070.

$$V_m = 0.5 \times v'_m \times \alpha \times t \times L + 0.28 \times P_g$$

Donde:

v'_m	Resistencia a corte de la albañilería (compresión diagonal), 9.38 kg/cm ² .
t	Espesor del muro, 13 cm.
L	Longitud total del muro, 2.40 m.
α	Factor de reducción por efecto de la esbeltez, como se considera un espécimen aproximadamente cuadrado, $\alpha = 1$
P_g	Fuerza gravitacional de servicio, en nuestro caso $P_g = 0$
V_m	14.63 ton

Experimentalmente las fuerzas que originaron el agrietamiento diagonal de cada uno de los muros se presentan en la tabla 8.3. Para el caso del muro M1, el valor experimental fue 5% menor, y para el muro M2 fue 3% mayor.

Tabla 8.3 Cargas experimentales de agrietamiento diagonal

MURO	V_m (ton)
M1	13.81
M2	15.13

En el Capítulo 7 se detalló el comportamiento de ambos muros durante los ensayos. En la tabla 8.4, se presenta un resumen del comportamiento observado durante los ensayos.

Tabla 8.4 Comportamiento cualitativo de los muros

Fase	M1 (columnas de 13x20cm)	M2 (columnas de 13x40cm)
1	No se produjeron fisuras.	No se produjeron fisuras.
2	No se produjeron fisuras.	Se produjeron fisuras de tracción por flexión en las columnas.
3	Se produjo la primera grieta diagonal en la mitad inferior de la albañilería ($g = 0.41\text{mm}$) y fisuras de tracción por flexión en las columnas.	Se produjo la primera grieta diagonal en la mitad inferior de la albañilería.
4	Se produjeron 2 grietas diagonales; $g = 1.25\text{mm}$.	Se produjeron 2 grietas diagonales, ($g = 1.25\text{mm}$). Se originó una fisura vertical en la interfase albañilería-columna derecha que abarcó las 3 hiladas superiores.
5	Se prolongaron las grietas; $g = 3\text{mm}$.	En la interfase derecha, las fisuras verticales se desarrollaron a lo largo de 3 hiladas superiores y 3 hiladas intermedias; $g = 2.5\text{mm}$
6	El talón izquierdo se agrietó; $g = 6.5\text{mm}$.	Las fisuras verticales en la interfase derecha se conectaron y abarcó 11 hiladas; $g = 3\text{mm}$.
7	Se inició la trituration del talón izquierdo y de la albañilería en la zona de intersección de las grietas diagonales; $g = 8\text{mm}$.	Las grietas diagonales alcanzaron grosores de hasta $g = 6.5\text{mm}$.
8	No se generaron nuevas fisuras. El muro se dañó considerablemente en especial el talón izquierdo; $g = 10\text{mm}$. Fin del ensayo.	El talón derecho del muro se fisuró. Se inició la trituration de la albañilería; $g = 9\text{mm}$.
9	---	Se produjo otra fisura diagonal; $g = 12\text{mm}$.
10	---	La fisura vertical en la interfase derecha abarcó las 15 hiladas superiores. Se produjo la trituration del talón izquierdo; $g = 14\text{mm}$.

Se observa, que el agrietamiento en la albañilería de los muros fue mayor en M1, que indica entonces, que una mayor inercia en las columnas de confinamiento permite controlar el agrietamiento diagonal en la albañilería.

8.4 FISURACIÓN DE TRACCIÓN POR FLEXIÓN

La resistencia a tracción por flexión del concreto está dada por la expresión: $2\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²), si se procede a transformar este material a su equivalente en concreto, la expresión que resulta es:

$$\frac{fr}{n} = \frac{2\sqrt{f'_c}}{n} = \frac{My}{I}$$

Donde:

n	E concreto / E albañilería
y	1.20 m (distancia desde el centroide a la fibra más extrema en tracción)
M	Momento Flector (F x h).
h	2.335 m (altura desde la base hasta el eje del centroide)
I	Momento de inercia de la sección transformada (Ver acápites 8.1.1 y 8.1.2).
fr	Resistencia a la tracción por flexión del concreto ($2\sqrt{f'_c}$)

Los resultados teóricos y experimentales aparecen en la Tabla 8.5; se aprecia que para el muro M1 el comportamiento fue 33% superior al esperado, en cambio, para el muro M2 el comportamiento fue 10% menor. Para fines de medición de este parámetro, se consideró las deformaciones medidas en el sensor D10 para ambos muros. Este sensor registró durante el ensayo las variaciones de deformación de los talones, no se consideró los registros tomados por el sensor D11 porque durante el ensayo, este dejó de tomar datos por unos instantes.

Lo anterior se detalla en las gráficas fig. 8.7 para M1 y fig. 8.9 para M2; se observa en estas gráficas un cambio brusco en la continuidad de las curvas de Tiempo vs Desplazamiento D10, que indica el instante de la aparición de la primera fisura por flexión de cada muro. En la fig. 8.8 para M1 y fig. 8.10 para M2, se aprecian los diagramas histeréticos de desplazamientos medidos en el sensor D10 de cada muro, y se señalan los instantes de aparición de las fisuras, y el nivel de carga lateral que las produce.

Tabla 8.5 Cargas de fisuración de tracción por flexión

MURO	TEÓRICO	EXPERIMENTAL
M1	7.99 ton	10.60 ton
M2	13.37 ton	12.10 ton

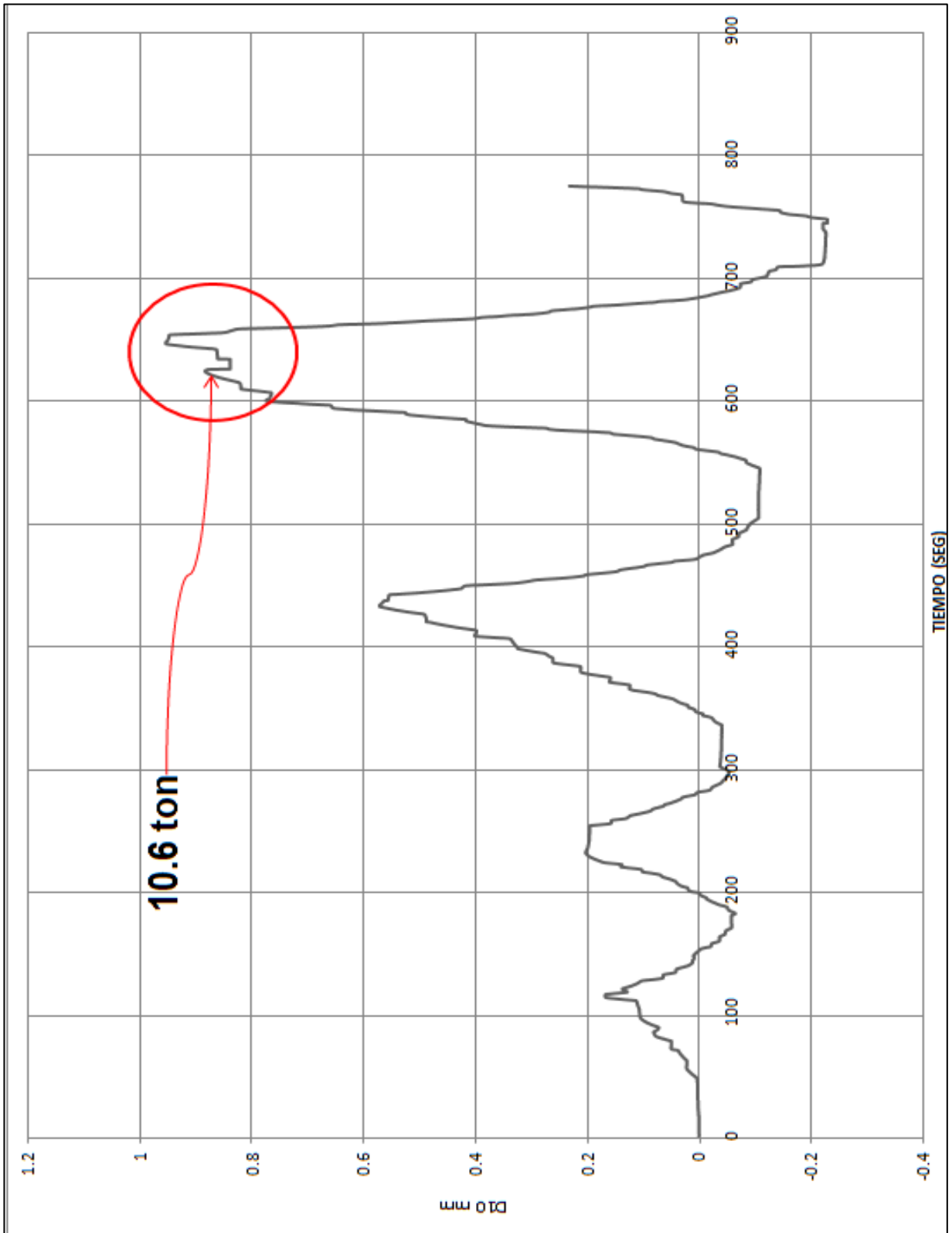


Fig. 8.7 Histograma de Desplazamientos en sensor D10 de M1

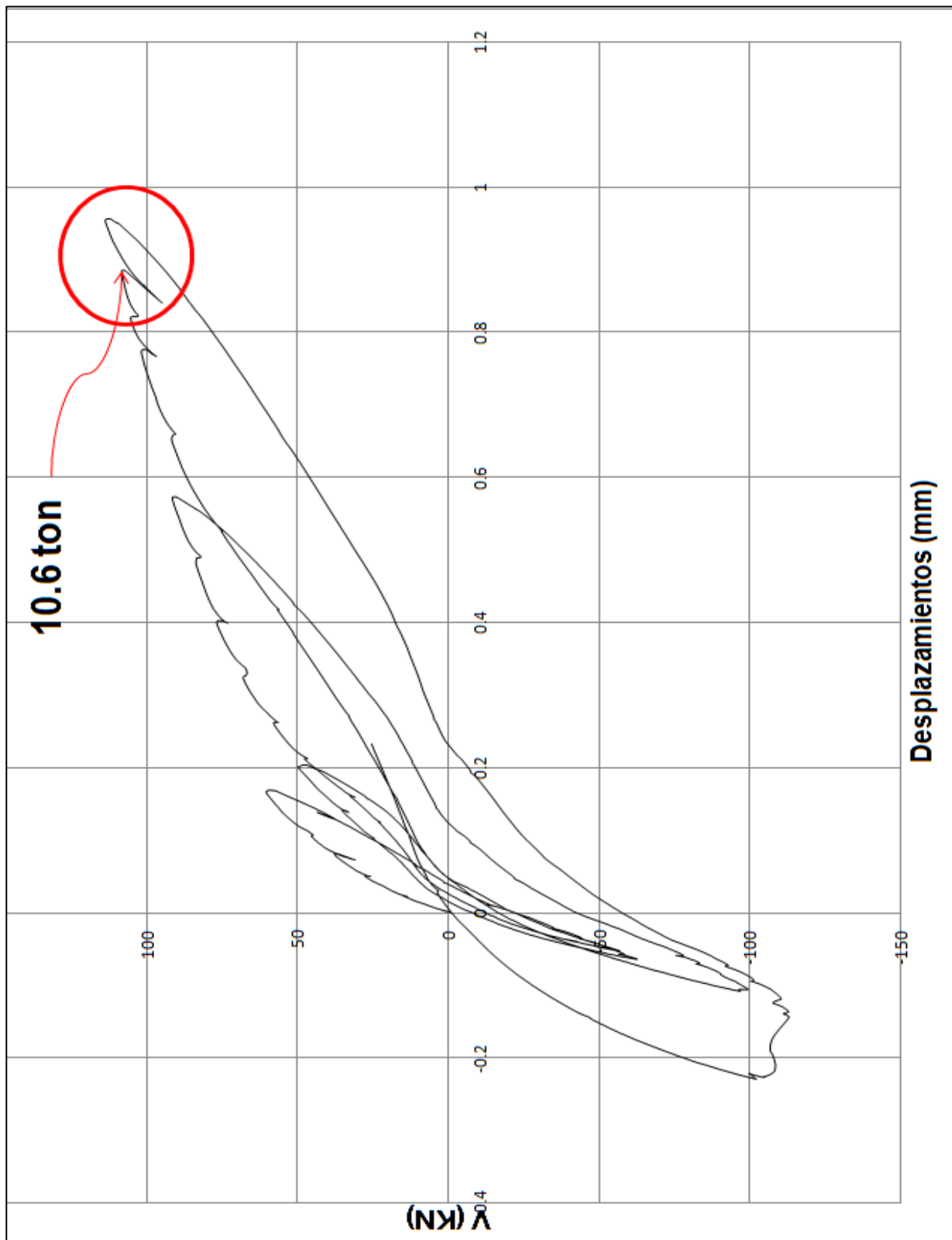
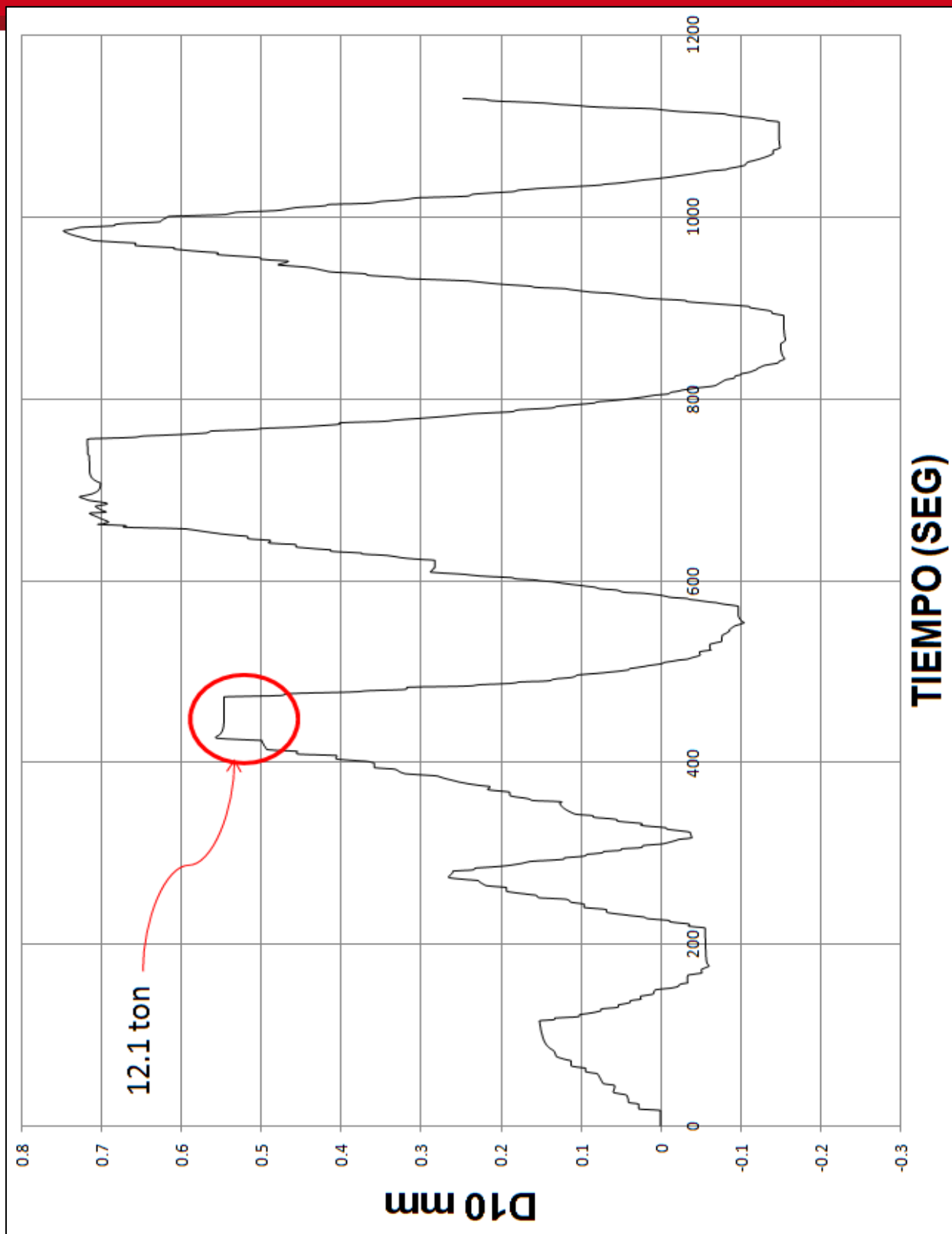


Fig. 8.8 Curva histerética de Desplazamientos en sensor D10 de M1



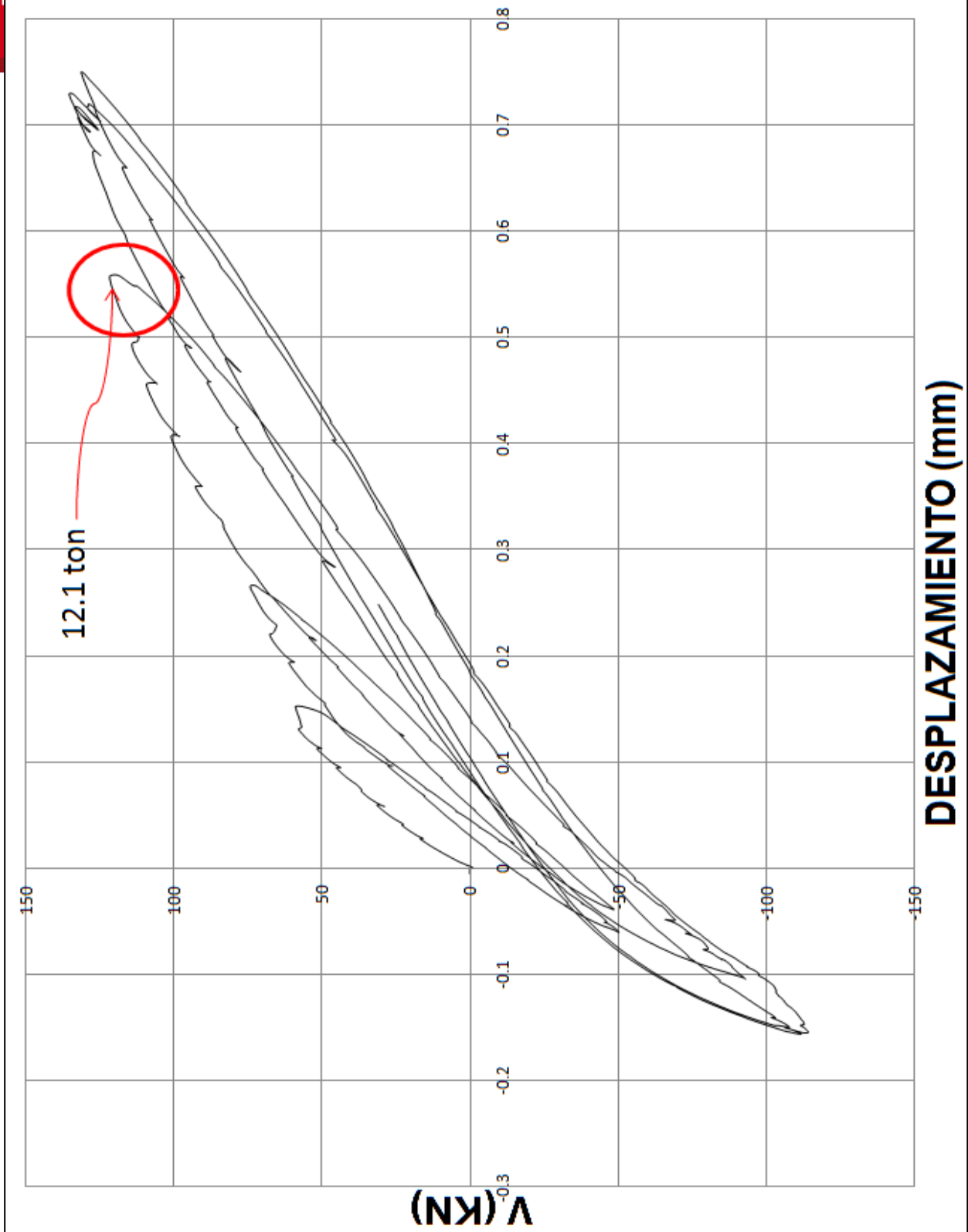


Fig. 8.10 Curva histerética de Desplazamientos en sensor D10 de M2

CAPÍTULO 9: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

9.1 DIAGRAMAS HISTERÉTICOS Y CURVA DE CAPACIDAD

A continuación se presentan los diagramas histeréticos de cada uno de los muros (fig. 9.1 y fig. 9.2), se tiene en cuenta que el muro M1 fue ensayado hasta la octava fase, mientras que el muro M2, se ensayó hasta la décima fase e inclusive se le aplicó desplazamiento armónico.

Como se mencionó anteriormente, la envolvente trazada consideró únicamente la rama positiva de los registros tomados, a fin de considerar el problema de cangrejera que se presentó en la interfase columna-albañilería del muro M2.

9.1.1 Muro M1

En el diagrama histerético del muro M1 (Fig. 9.1), se puede observar un comportamiento elástico durante las dos primeras fases, esto es, a medida que aumentan los desplazamientos la fuerza también aumenta. De los ensayos se observó que la fisura diagonal empezó en la tercera fase, incrementándose luego en las cuarta y quinta fases. La máxima carga lateral soportada se alcanzó en la séptima fase. Luego de este punto, se observa una disminución de la carga a medida que los desplazamientos aumentan.

9.1.2 Muro M2

En el diagrama histerético del muro M2 (fig. 9.2), se observa que se comportó elásticamente durante la primera fase. De los ensayos se observó que en la segunda fase se produjeron las primeras fisuras en las columnas de concreto. El agrietamiento diagonal empezó en la tercera fase del ensayo. La máxima carga lateral se produjo en la octava fase, luego de alcanzado este nivel la carga comenzó a disminuir a medida que aumentaban los desplazamientos.

9.1.3 Curvas de Capacidad

En la gráfica Fuerza lateral vs Desplazamientos (fig. 9.3), se observa que el muro M2 desarrolló mayor resistencia. Sobre la ductilidad no se puede hacer una comparación, pues el muro M1 fue llevado sólo hasta la octava fase. Este comportamiento era esperado no solamente por las características estructurales de ambos especímenes, sino también por los resultados obtenidos de los análisis por elementos finitos y de la evaluación teórica previa a los ensayos, como se detalló en los capítulos 2 y 8 respectivamente.

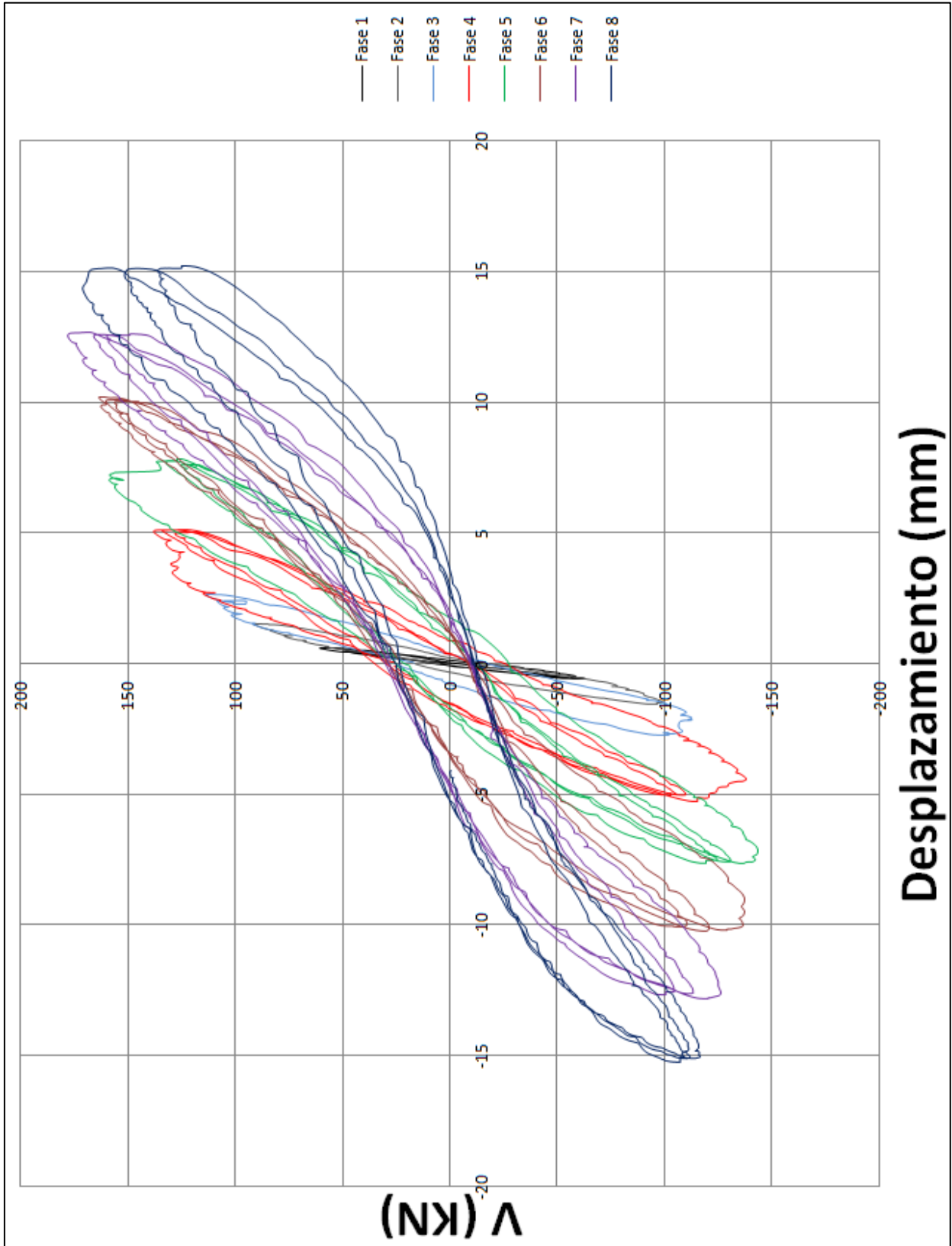


Fig. 9.1 Diagrama Histerético del muro M1

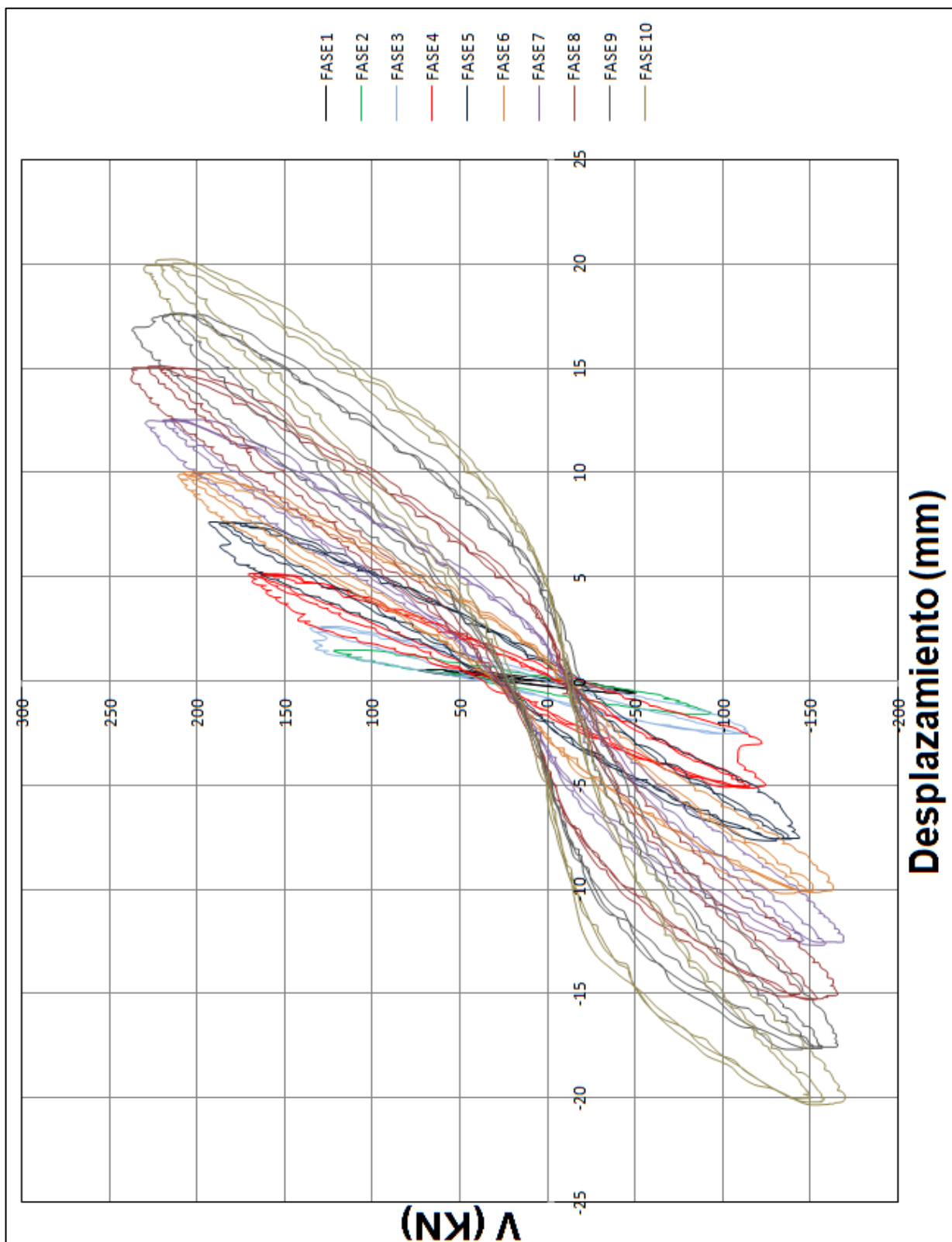


Fig. 9.2 Diagrama Histerético del muro M2

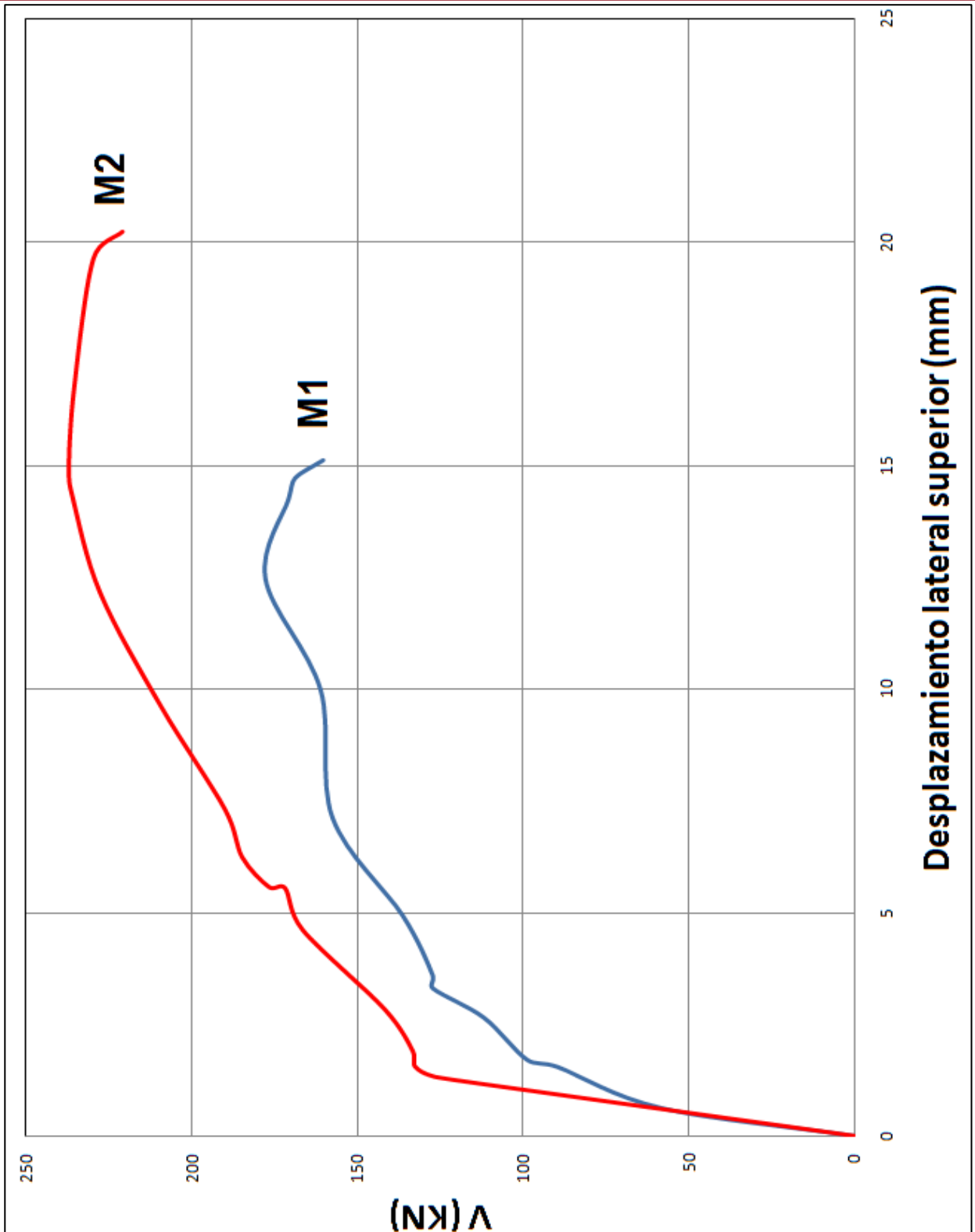


Fig. 9.3 Curvas de capacidad de los muros M1 y M2

9.2 ANÁLISIS DE LAS CONEXIONES COLUMNA-ALBAÑILERÍA

A continuación se presentan las graficas correspondientes a los máximos desplazamientos absolutos registrados en las interfases de cada columna.

9.2.1 Desplazamientos en la Interfase de la Columna Izquierda

En la interfase izquierda de los muros M1 (fig. 7.11) y M2 (fig. 7.21) no se presentaron fisuras verticales. Los registros de desplazamientos correspondieron a prolongaciones del agrietamiento diagonal en la albañilería tal como lo muestra la siguiente figura (fig. 9.4), por lo que no se consideraron representativos para el estudio.



Fig. 9.4 Fisura en columna de confinamiento debido a una prolongación de la grieta diagonal

9.2.2 Desplazamientos en la Interfase de la Columna Derecha

En las observaciones postensayo, se encontró en el muro M2 una cangrejera en la interfase derecha. Los desplazamientos registrados aquí, pudieran no ser tan representativos. Sin embargo, se pueden desprender algunas observaciones (Fig. 9.5).

Los mayores desplazamientos se registraron en el sensor D7 (ubicado a 25 cm del nivel de fondo de viga solera) para ambos muros.

Los desplazamientos medidos en la interfase izquierda de M2 fueron superiores a los de M1. Sin embargo, esto se debió a la cangrejera encontrada durante la evaluación postensayo.

9.3 AGRIETAMIENTO DE LA ALBAÑILERÍA

En la figura 9.6 aparece la grafica D3 vs D1, donde D3 incluye el grosor de la grieta acumulada en la zona central de la albañilería, allí se aprecia que es conveniente tener columnas peraltadas para controlar de manera más conveniente el agrietamiento de la albañilería.

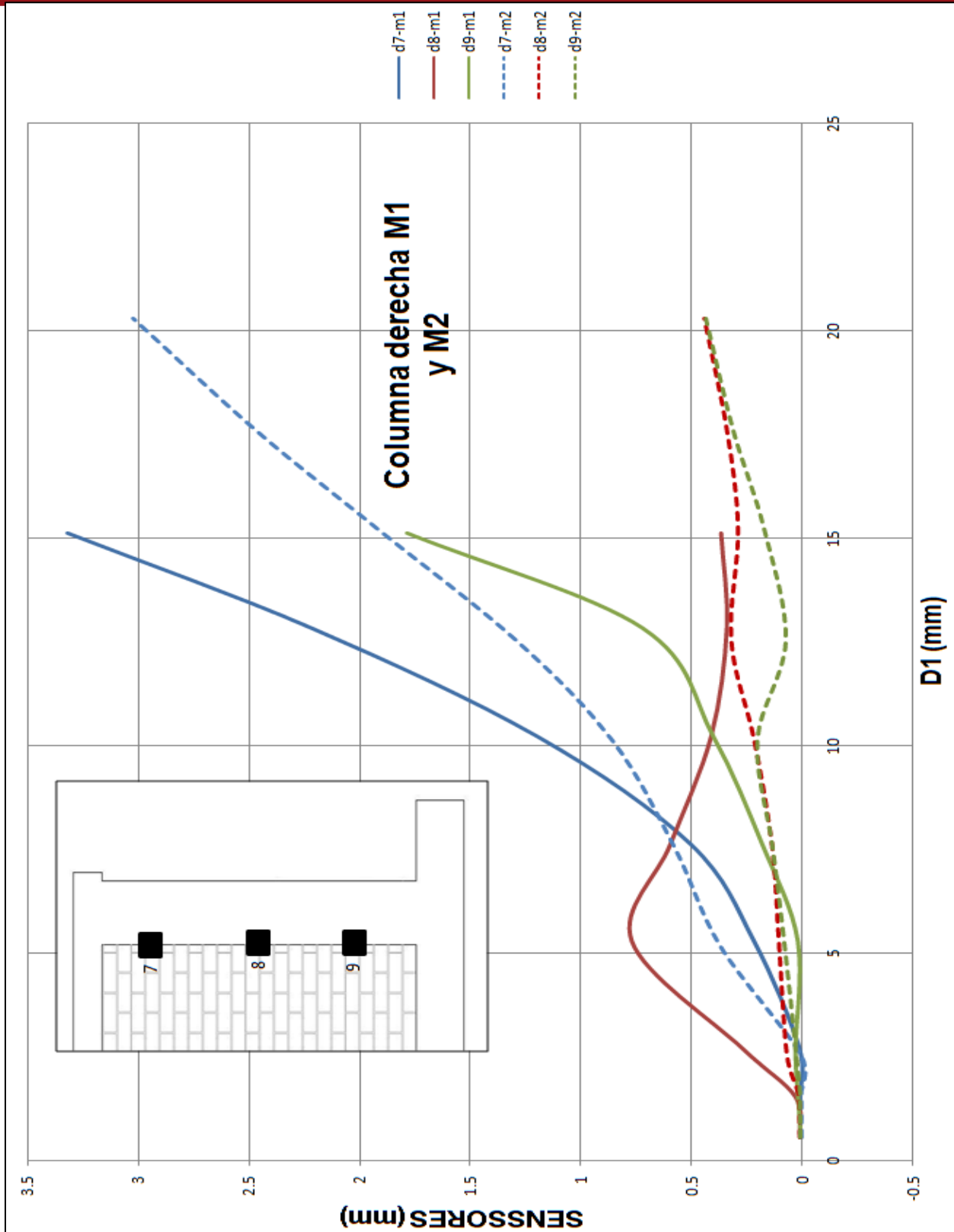


Fig. 9.5 Desplazamientos en la interfase de columna derecha

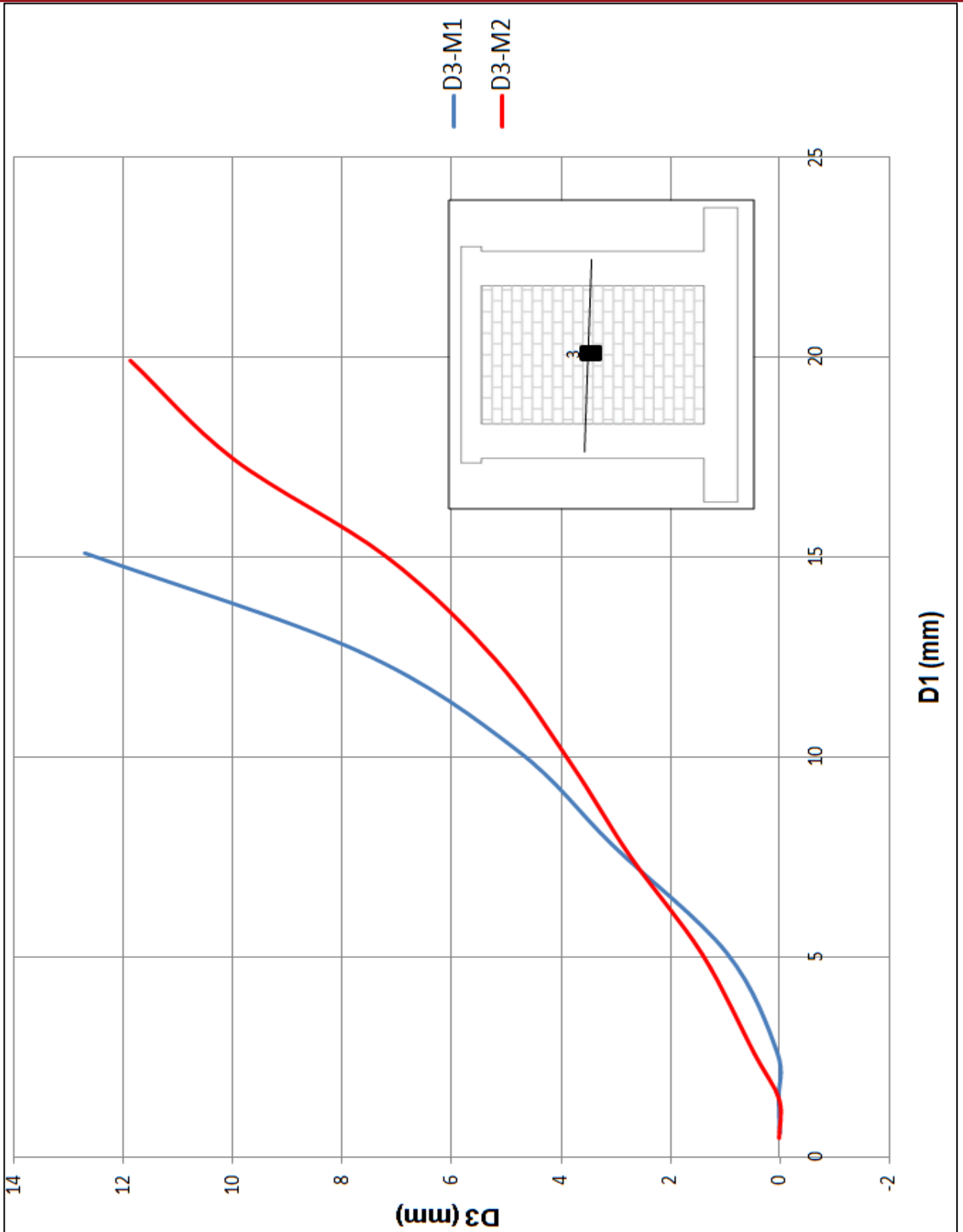


Fig. 9.6 Desplazamientos relativos entre columnas

CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES

10.1 DEL ESTUDIO POR ELEMENTOS FINITOS

- Del Análisis por Elementos Finitos se determinó que el muro M2 (con columnas de 40cm de peralte) era 17% más rígido lateralmente que M1 (con columnas de 20cm de peralte).
- Para una fuerza lateral determinada, el máximo esfuerzo cortante se presentó en el muro M1; sin embargo, estos esfuerzos se distribuyeron principalmente en la zona central de M1, mientras que para el caso de M2 estos esfuerzos se distribuyeron de manera constante en prácticamente toda la sección transversal de la albañilería.
- Al ubicarse la interfase columna-albañilería de M2 más cerca al centro del muro, donde los esfuerzos cortantes son máximos, se origina una tendencia al desgarre en la interfase que se produciría desde la zona superior cercana a la viga solera hacia abajo.
- Similares observaciones se desprendieron al analizar los esfuerzos de tracción, pues se registraron mayores esfuerzos de este tipo en la zona superior de la interfase del muro M2, mientras que en M1 se registraron inclusive esfuerzos de compresión (En la tabla 2.4 se colocó a estos esfuerzos como NP).
- El mayor desplazamiento horizontal relativo en las interfase columna-albañilería se registró en el muro M2 (85% mayor que en M1), lo que indicaría que existe una tendencia al desgarre desde la parte superior de la interfase hacia abajo.

En síntesis, el análisis teórico indicó que el muro M2 era más propenso que M1 a que se desarrolle una grieta vertical en la interfase columna-albañilería.

10.2 DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

En la construcción de los especímenes de ensayo se presentaron algunos errores que no perjudicaron los fines del estudio:

- Las vigas de cimentación se construyeron 7cm más altas que las planteadas originalmente. Esto se compensó añadiendo más altura a los muros, para que el centroide de la viga solera coincidiera con el eje del actuador.

- En la construcción del muro M1, luego del desencofrado de una de las columnas, se observó una cangrejera de considerable tamaño, debido probablemente a que la mezcla introducida no fue lo suficientemente fluida. La solución planteada por el asesor fue vaciar una mezcla de concreto fluido empleando un encofrado en forma de embudo. Luego de realizado los ensayos se pudo constatar que esta solución tuvo resultados satisfactorios.
- En evaluaciones post ensayo se descubrió la existencia de una cangrejera interna en la zona superior de la interfase de la derecha columna-albañilería del muro M2. Durante el ensayo se produjo una separación en esa interfase, producto de la debilidad esa zona y de la concentración de esfuerzos que facilitó la fisura. Esto obligó a descartar una de las ramas de la gráfica carga-desplazamiento lateral del muro M2.
- Se produjo también la trituración del talón izquierdo del muro M2, esto se debió también a la presencia de otra cangrejera interna.

10.3 DE LOS ENSAYOS DE LOS ESPECIMENES

- El muro M2 tuvo una resistencia 34% mayor que M1, estos resultados eran de esperarse dada las características estructurales de los muros. En M2 el área de concreto ocupó el 33% del área de sección total del muro, mientras que en M1, ocupó solamente el 17%. En cuanto a la rigidez lateral, la carga de agrietamiento diagonal y la fisuración de tracción por flexión se observó comportamientos similares, es decir los valores calculados para M2 fueron mayores que para M1.
- De las observaciones realizadas durante los ensayos (tabla 8.4), como también de las gráficas ploteadas (Fig. 9.6); se puede decir que una mayor inercia en las columnas de confinamiento, permite controlar de manera más adecuada la aparición y desarrollo de grietas en la albañilería.
- De los registros de los desplazamientos horizontales relativos en las interfases columna-albanileria, se puede decir que no existe una tendencia al desgarre, pues el muro M1 registró mayores desplazamientos que M2, contrario a lo que esperaba teóricamente. La separación en la interfase de la columna derecha de M2 y la trituración del talón izquierdo de M2 fue producto de la existencia de cangrejeras internas en esas zonas y de la concentración de esfuerzos.

- Tanto de los registros de desplazamientos horizontales relativos entre columnas como del análisis por elementos finitos, se pudo determinar que el muro M1 trabajó en mayor medida a flexión, mientras que M2 trabajó preferentemente a corte.
- En estudios anteriores (Antonio Zeballos, Ángel San Bartolomé y Alejandro Muñoz, Ref.6) se determinó que las fallas en los muros de albañilería confinada guardan estrecha relación con la esbeltez. En nuestro caso los muros estudiados fueron de forma cuadrada y dado los resultados de este estudio, se propone realizar variaciones en la esbeltez para investigar su influencia sobre el parámetro “peralte de las columnas de confinamiento”.



REFERENCIAS

1. Norma Técnica E070 Albañilería, Ministerio de Vivienda, 2006
2. Construcciones de Albañilería, Ángel San Bartolomé. Fondo Editorial PUCP 2001.
3. Albañilería Estructural, Héctor Gallegos – Carlos Casabonne. Fondo Editorial PUCP 2005.
4. Estudio de la conexión columna – albañilería en muros confinados diseñados a la rotura. Ángel San Bartolomé e Ítalo Gonzáles Galgani, Lima 1993.
5. Efectos de la conexión albañilería-columna en el comportamientos sísmico de muros de albañilería confinada a escala 1/2.5. Ángel San Bartolomé y Clelia Vegas di Malio. Lima 1991.
6. Efectos de la esbeltez sobre la resistencia a fuerza cortante de los muros de albañilería confinada. Análisis por elementos finitos. Ángel San Bartolomé, Alejandro Muñoz y Antonio Zeballos. Lima 1996
7. Ensayos de carga lateral cíclica en muros de albañilería confinada – correlación de resultados entre especímenes a escala natural y probetas pequeñas. Ángel San Bartolomé. Lima 1993.
8. Tecnología del Concreto, Comité del American Concrete Institute, ACI-PERU, Lima 1998.