

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

CONTROL DE LA TRITURACIÓN DE LOS LADRILLOS HUECOS MEDIANTE MALLA DE REFUERZO EN MUROS DE ALBANILERÍA CONFINADA SUJETOS A CARGA LATERAL CÍCLICA

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

Krishan Barr Rosso

César Arturo Pineda Beltrán

Asesor: Ing. Ángel San Bartolomé

Lima, Setiembre del 2011

Índice

Capítulo 1	Generalidades	1
	1.1 Descripción del proyecto	1
	1.2 Objetivos	2
	1.3 Revisión bibliográfica	2
Capítulo 2	Características de los Especímenes	5
	2.1 Muretes	5
	2.2 Pilas	6
	2.3 Muros	7
	2.3.1 Viga de Cimentación	9
	2.3.2 Columnas de confinamiento	9
	2.3.3 Viga solera	10
	2.4 Mano de obra	11
	2.5 Planificación del proyecto	11
Capítulo 3	Materiales Utilizados	13
	3.1 Unidades de albañilería	13
	3.2 Agregados	13
	3.3 Cemento	14

3.4	Mortero	14
3.5	Concreto	14
3.6	Acero	15
3.7	Malla electrosoldada	15
3.8	Ensayos realizados en las unidades de albañilería	15
3.8.1	Compresión	15
3.8.2	Absorción	16
3.8.3	Succión	18
3.8.4	Variación Dimensional	20
3.8.5	Alabeo	21
3.8.6	Porcentaje de huecos	22
Capítulo 4	Propiedades de la Albañilería Simple	24
4.1	Ensayo de Compresión Axial en Pilas	24
4.2	Ensayo de Compresión Diagonal en Muretes	26
Capítulo 5	Diseño y Análisis Teórico del Muro M1	28
5.1	Diseño de los confinamientos	28
5.2	Propiedades de la sección transformada	30
5.3	Rigidez lateral	31
5.4	Fisuración en tracción por flexión	31

	5.5	Resistencia al agrietamiento diagonal	32
	5.6	Resistencia a flexión	32
	5.7	Tipo de falla esperada	32
	5.8	Diseño de la malla electrosoldada en M2	33
Capítulo 6		Construcción de los Muros Confinados	34
	6.1	Características comunes de los muros	34
	6.2	Vigas de cimentación	34
	6.3	Construcción de la albañilería	35
	6.4	Columnas	36
	6.5	Viga solera	37
	6.6	Reforzamiento del muro M2	37
Capítulo 7		Ensayos de Carga Lateral Cíclica	40
	7.1	Descripción del ensayo e instrumentación	40
	7.2	Fases del ensayo	41
	7.3	Comportamiento de los muros	42
Capítulo 8		Comparación de Resultados de M1 y M2	49
	8.1	Lazos de histéresis y envolvente V-D1	49
	8.2	Rigidez lateral inicial	52

8.3	Resistencia a tracción por flexión	53
8.4	Resistencia al agrietamiento diagonal	53
8.5	Resistencia máxima	54
8.6	Derivas	54
8.7	Grososres máximos de grietas	55
Capítulo 9	Análisis de Costos	57
9.1	Materiales	57
9.2	Mano de obra	58
9.3	Costos unitarios	58
9.4	Análisis costo-beneficio	60
Capítulo 10	Conclusiones	61
Capítulo 11	Línea Futura de Investigación	63
Bibliografía		64

Capítulo 1 Generalidades

1.1 Descripción del Proyecto

La Norma E.070 (Ref.1) obliga el uso de ladrillos sólidos (con menos del 30% del área bruta ocupada por las perforaciones) en la construcción de los muros portantes confinados, ya que los ladrillos que no cumplen con esta especificación, se trituran por las continuas aberturas y cierres de las grietas diagonales producidas por la carga sísmica, lo cual produce una fuerte degradación de resistencia y rigidez en los muros (Ref.5), incluso para derivas inferiores al límite máximo especificado por la Norma Sísmica E.030 (Ref.2). Sin embargo, porque el ladrillo hueco es más económico que el sólido, mucha gente lo usa, construyendo estructuras sísmicamente vulnerables, razón por la cual sería necesario reforzar esas edificaciones.

En ese sentido, en un proyecto anterior (Ref.5), se trató de controlar el problema descrito mediante el empleo de refuerzo horizontal. Sin embargo, si bien se atenuó el problema, la trituración de los ladrillos huecos continuó presentándose, por lo que en el presente proyecto se pretende dar solución mediante el uso de malla electrosoldada recubierta con un tarrajeo de cemento, para tratar de controlar en mayor grado el grosor de las grietas diagonales. De lograrse el objetivo, la malla podría emplearse como un refuerzo externo en las construcciones existentes, mientras que el refuerzo horizontal interno sólo podría emplearse en edificaciones nuevas.

De este modo, con fines comparativos, en este proyecto se analizaron dos muros confinados a escala natural, construidos con la misma mano de obra, los mismos materiales, las mismas dimensiones y refuerzo en los confinamientos, excepto que en uno de ellos se colocó una malla electrosoldada en ambas caras del muro. Ambos muros fueron ensayados a carga lateral cíclica con desplazamiento lateral controlado.

1.2 Objetivos

Los objetivos principales del presente proyecto son los siguientes:

- Determinar si la malla electrosoldada controla la trituración de los ladrillos huecos al cerrar las grietas diagonales producidas por la carga sísmica, para así disminuir la degradación de resistencia y rigidez que presentan los muros tradicionales construidos con ladrillos huecos.
- Analizar si la propuesta que se brinda en esta investigación es factible de aplicar económicamente y constructivamente.
- Comparar el comportamiento a carga sísmica de los dos muros confinados, uno construido tradicionalmente y otro reforzado con malla electrosoldada, usando en ambos muros ladrillos huecos.

1.3 Revisión Bibliográfica

1.3.1 Control de la trituración de los ladrillos huecos en muros de albañilería confinada sujetos a carga lateral cíclica (Ref.5).

Jonathan Gerardo Paredes Castro

David Jesús Caycho Pérez

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil

Copia disponible en Hemeroteca FACI. Lima, 2009.

El objetivo general de la investigación fue analizar el comportamiento sísmico de 2 muros confinados hechos con ladrillos de arcilla huecos, para observar si el empleo de refuerzo horizontal colocado en uno de ellos, permitía controlar la trituración de los ladrillos. Como resultado se obtuvo una atenuación del problema descrito en las diagonales del muro (Fig.1.1), pero la trituración continuó subsistiendo en las hiladas horizontales.



Figura 1.1(Ref.5). Muro sin ref. horizontal (izq.) y con ref. horizontal (der.)

1.3.2 Comparación del comportamiento sísmico de un muro de albañilería confinada tradicional y otro caravista (Ref.6).

José Eduardo Ordoñez Zenteno

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil

Copia disponible en Hemeroteca FACI. Lima, 2005.

El objetivo general de la presente investigación fue analizar la resistencia a fuerza cortante en muros construidos con unidades de albañilería huecas, tipo King Kong industrial, asentadas con mortero de arena fina, juntas bruñadas, y con una conexión albañilería-columna al ras con adición de mechas de anclaje. Este muro fue comparado con otro construido tradicionalmente. Lo interesante de este proyecto fue que al introducirse el mortero de arena fina en el interior de las perforaciones de los ladrillos, estas unidades se transformaron en ladrillos sólidos, atenuándose su trituración. Por lo que en nuestro proyecto se rellenará con mortero aquellos ladrillos huecos ubicados en zonas críticas del muro, como son las esquinas.

1.3.3 Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla.

Paola Diana Angles Pari

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil

Copia disponible en Hemeroteca FACI. Lima, 2008.

El objetivo general de la presente investigación fue determinar experimentalmente el comportamiento de los ladrillos sólidos de arcilla y de concreto vibrado en muros

confinado sometidos a carga lateral cíclica. Lo rescatable de este proyecto, para los fines de nuestra investigación, es que para ambos muros existieron pequeñas trituraciones de los ladrillos en la etapa de grandes desplazamientos laterales, cumpliéndose de esta manera lo que especifica la Norma E.070 (Ref.1) en lo que se refiere a la obligación de usar ladrillos sólidos.



Capítulo 2 Características de los Especímenes

En todos los especímenes de albañilería (pilas, muretes y muros), se usó:

- Unidades de albañilería tipo ladrillo de arcilla King Kong, de fabricación industrial con 18 huecos que cubrieron el 46% de la superficie de asiento, marca Pirámide.
- La dosificación volumétrica utilizada para el mortero fue cemento: arena 1:4
- Las juntas tuvieron un espesor de 1.5 cm.
- La edad de ensayo fue de 28 días (edad de las especímenes antes de ensayarlos).

2.1 Muretes

Se construyeron tres muretes cuadrados para ser ensayados a compresión diagonal. Las características de estos se describen en la Fig.2.1 y en la Tabla 2.1, donde se aprecia una pequeña variación en las dimensiones debido al proceso constructivo artesanal empleado. Para eliminar las imperfecciones en las superficies de contacto con los cabezales de carga se colocó capping de yeso-cemento en las esquinas diagonalmente opuestas. Así mismo, estos ladrillos esquineros fueron rellenados con mortero 1:4, para evitar una posible falla por aplastamiento local en estos extremos.

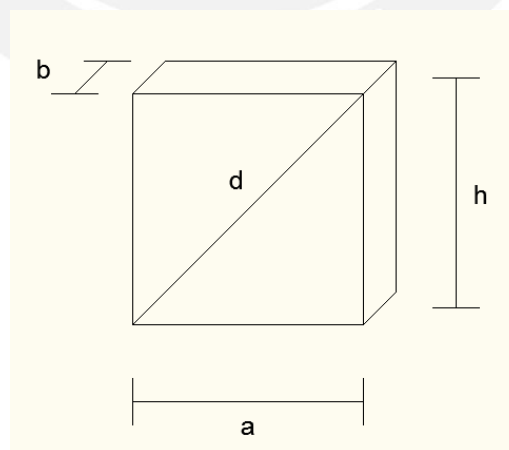


Figura 2.1 Murete de albañilería

Tabla 2. 1 Dimensión de los muretes (mm)

Murete 01		Murete 02		Murete 03	
a:	600	a:	602	a:	596
b:	124	b:	124	b:	125
h:	600	h:	600	h:	594
d:	865	d:	861	d:	861

2.2 Pilas

Se construyeron tres pilas para ser ensayadas a compresión axial. Las características de éstas se describen en la Fig.2.2 y en la Tabla 2.2. Aquí también fue necesario el empleo de capping yeso-cemento en las superficies en contacto con los cabezales de la máquina de ensayos.

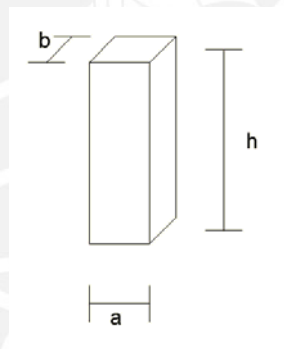


Figura 2.2 Pila de albañilería

Tabla 2. 2 Dimensión de las pilas (mm)

Pila 01		Pila 02		Pila 03	
a:	234	a:	230	a:	233
b:	125	b:	125	b:	125
h:	622	h:	616	h:	617

2.3 Muros

Se construyeron dos muros confinados a escala natural (M1 y M2), con iguales dimensiones, los mismos materiales, la misma mano de obra e igual cuantía de refuerzo en todos sus elementos (cimentación, columnas, y viga solera, figuras 2.3 y 2.4). En el muro M1 se utilizó la técnica tradicional de construcción, mientras que en el muro M2 se añadió en sus dos caras una malla electrosoldada de $\frac{1}{4}$ " , con cocada de 15cm, conectadas entre sí mediante alambre #8. Estas malla encamisaron sólo a la albañilería del muro y para protegerlas de la corrosión se aplicó un tarrajeo cemento-arena 1:4 de 3 cm. de espesor por ambas caras.

Aparte de lo señalado al inicio del capítulo 2, las características comunes de ambos muros fueron.

- La albañilería fue construida en aparejo de soga.
- La unión entre el muro y las columnas fue del tipo dentada, con una longitud máxima del diente de 5cm, para de esta manera evitar fracturas del diente durante la compactación del concreto de las columnas, y también para evitar la formación de cangrejas debajo del diente, problema que ocurre cuando se usa dientes largos.
- Las dimensiones nominales de la albañilería fueron :
 - Altura: 2.30 m.
 - Longitud: 2.00 m.
 - Espesor: 0.125 m.

El diseño de los confinamientos de M1 aparece en el acápite 5.1. En el muro M2 (Fig.2.4), la malla electrosoldada no se conectó a los confinamientos, tampoco a la cimentación, ya que lo que se pretendía era cerrar las grietas diagonales en la albañilería, generadas por la carga lateral, para de este modo controlar la trituración de los ladrillos huecos; mayores detalles sobre la conexión de la malla se presentan en el acápite 6.4.

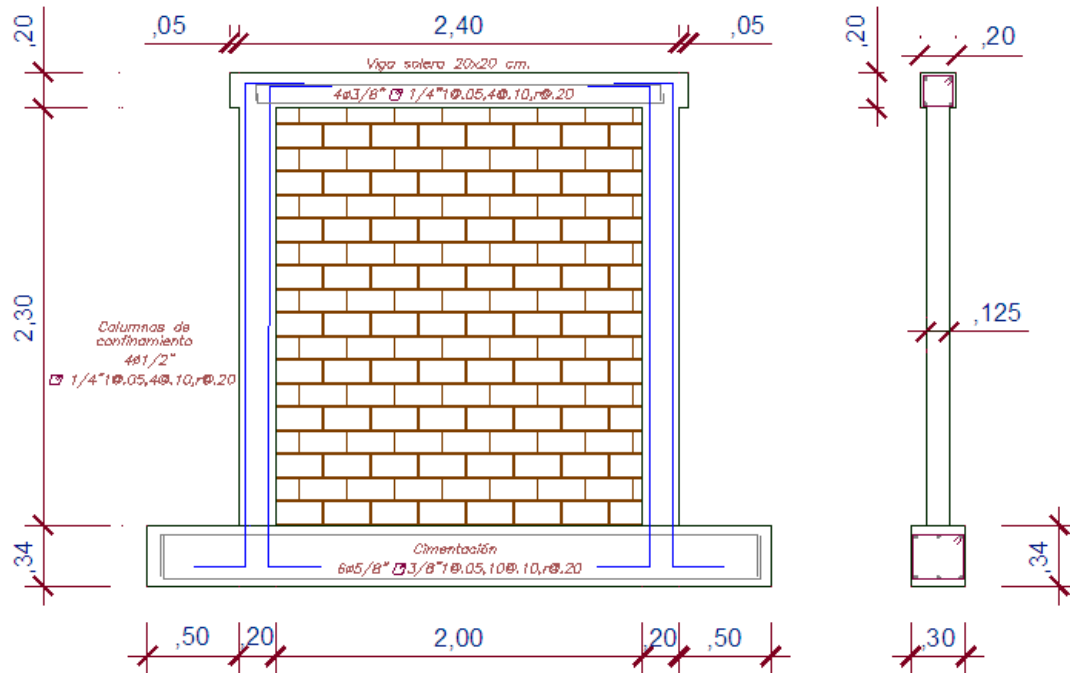


Figura 2.3 Muro Confinado sin malla M1

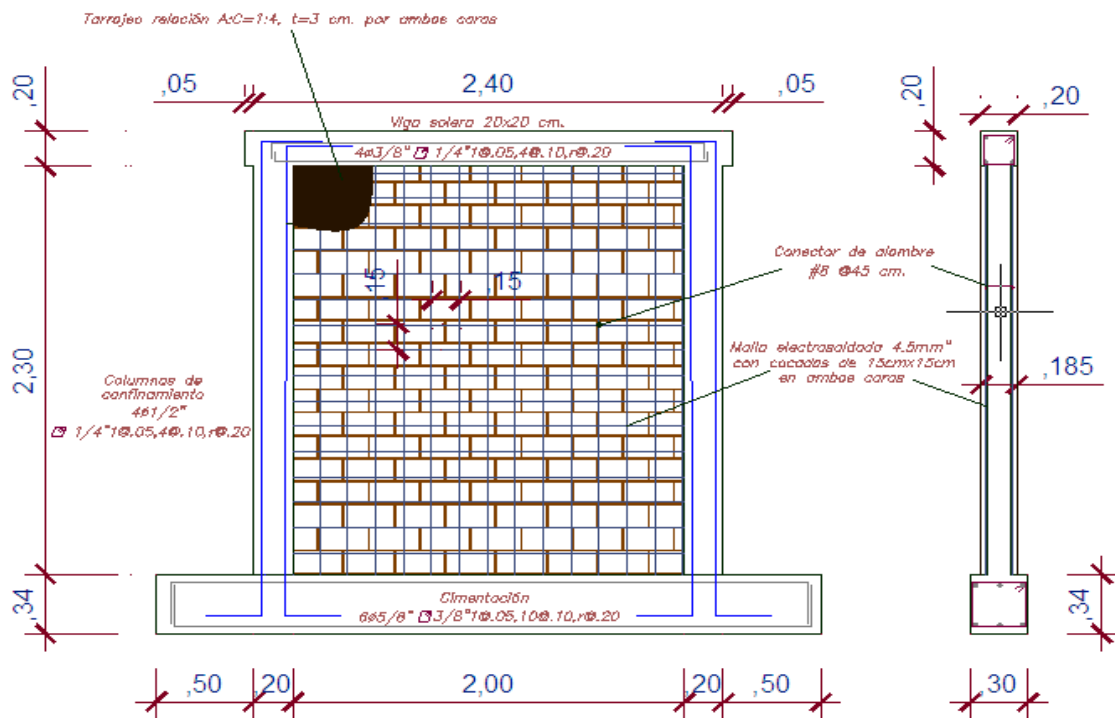


Figura 2.4 Muro Confinado con malla M2

2.3.1 Viga de Cimentación

Las vigas de cimentación de M1 y M2 tuvieron las mismas características (Fig.2.5). Estas vigas fueron empleadas para anclar al refuerzo vertical de las columnas, transportar al muro desde el patio de construcción hacia la nave de ensayo y para fijar al muro sobre la plataforma de ensayos, evitando su volcamiento y deslizamiento por efectos de la carga lateral cíclica. Las características de la viga de cimentación fueron:

- Resistencia del concreto: $f'c$: 210 kg/cm²
- Dimensiones:
 - Largo: 3.40 m.
 - Ancho: 0.34 m.
 - Peralte: 0.34 m.
- El acero de refuerzo aparece en la Fig.2.5.

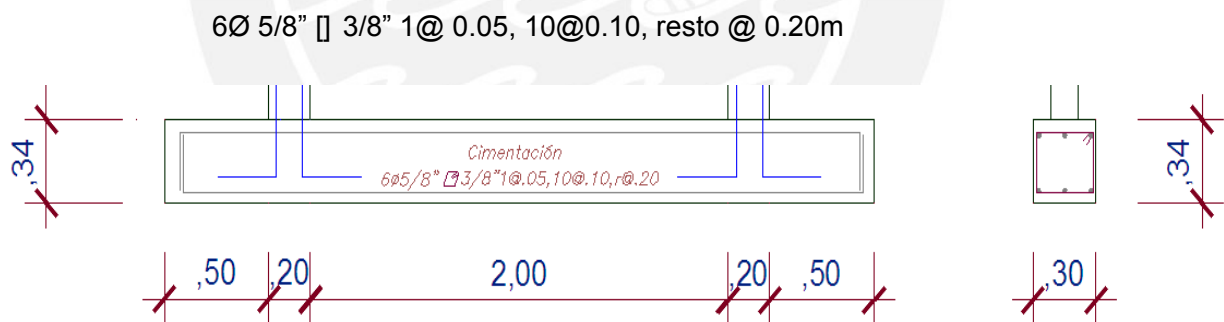


Figura 2.5 Viga de cimentación

2.3.2 Columnas de Confinamiento

Las columnas de confinamiento fueron diseñadas de acuerdo a lo indicado en la Norma E.070 (ver el acápite 5.1). Las características de las columnas de M1 y M2 fueron:

- Resistencia del concreto: $f'c$: 175 kg/cm²

- Dimensiones:
 - Altura: 2.30 m
 - Espesor: 0.125 m
 - Peralte: 0.20 m
- El acero de refuerzo se muestra en la Fig.2.6.

$4\emptyset 1/2" \square 1/4" 1@ 0.05, 4@0.10, \text{resto } @ 0.20\text{m}$

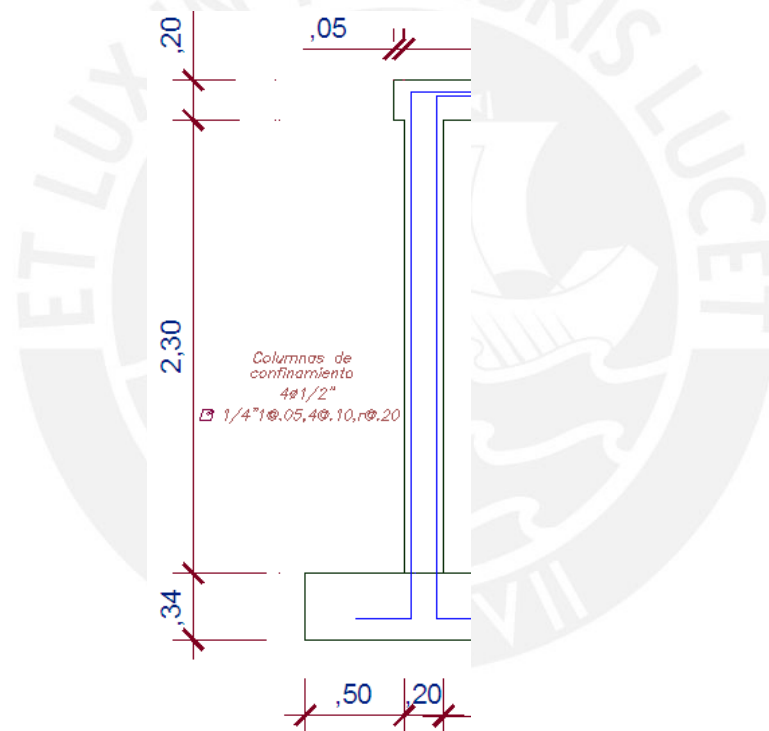


Figura 2.6 Columna de confinamiento

2.3.3 Viga Solera

Las vigas soleras de M1 y M2 fueron diseñadas de acuerdo a lo indicado en la Norma E.070 (Ref.1, ver el acápite 5.1). Las características de la solera fueron:

- Resistencia del concreto: $f'c$: 175 kg/cm²
- Dimensiones:
 - Largo: 2.50 m (incluye 2 salientes de 5cm donde se aplicó la carga)
 - Ancho: 0.20 m
 - Peralte: 0.20 m
- El acero de refuerzo aparece en la Fig.2.7.

$4\varnothing 1/2" \square 1/4" 1@ 0.05, 4@0.10, \text{resto } @ 0.20$

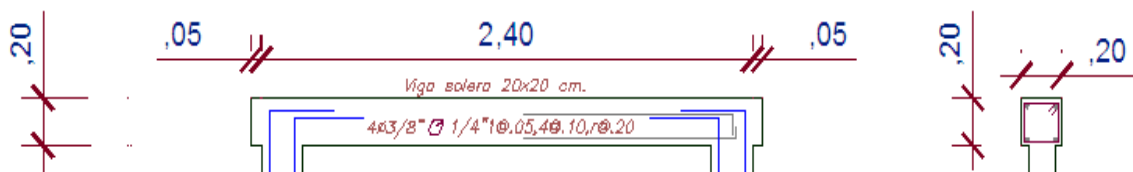


Figura 2.7 Viga Solera

2.4 Mano de Obra

La mano de obra que se contrató son sub-contratistas del departamento de Maestranza de la PUCP. Se contrató a la empresa “Constructores Generales W. Torres” tomando en cuenta la facilidad que tienen para el traslado de personal y equipo (mezcladora, andamios, vibradora, etc.). El personal obrero con el cual se trabajó contaba con todos los implementos de seguridad ya que se trabajó dentro del Laboratorio de Estructuras.

2.5 Planificación del Proyecto

El proyecto comenzó con el cálculo de los materiales a comprar. Una vez hecho el metrado, considerando un 10% de pérdida, se realizó la adquisición de los materiales.

El segundo paso fue conseguir el personal obrero, indicado en el acápite 2.4, para la construcción de todos los especímenes.

Teniéndose los recursos (materiales y personal), se coordinó los tiempos, de tal modo que el trabajo se realice como máximo en una semana, como se indica en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Tiempos de ejecución de cada actividad

Día	Actividad
1	Dos vigas de cimentación (armado, encofrado y vaciado), dejando plantado el refuerzo vertical de las columnas.
2	Asentado de ladrillos de 2 muros (mitad inferior de la altura)
3	Asentado de ladrillos de 2 muros (mitad superior de la altura)
4	Cuatro columnas (encofrado y vaciado)
5	Dos vigas soleras (armado, encofrado ,vaciado)
6	Instalación de la malla electrosoldada en el muro M2 (perforación del muro, instalación de conectores, colocación de malla, taponado de perforaciones y tarrajeo)

Se tiene que resaltar que la construcción de los muretes y las pilas se desarrollaron en paralelo a los trabajos indicados en la Tabla 2.3.

Luego de la construcción, todos los especímenes tuvieron una edad de 28 días, para después ensayarlos.

Primero se programó para el mismo día los ensayos de Compresión Diagonal (muretes) y de Compresión Axial (pilas). Luego se programó la ejecución de los ensayos de carga lateral cíclica de los muros M1 y M2, en 2 fechas distintas.

Terminado los ensayos, se continuó con el procesamiento de los datos obtenidos y la elaboración de la Memoria Descriptiva.

Capítulo 3 Materiales Utilizados

3.1 Unidades de Albañilería

Para fines de esta investigación, se emplearon ladrillos industriales de arcilla del tipo King Kong con 18 huecos, provenientes de la fábrica Pirámide. Se seleccionaron las unidades de esta ladrillera por un tema de calidad y área de huecos (los ladrillos tenían que calificar como unidades huecas de acuerdo a la Norma E.070).

Cabe mencionar que estos ladrillos presentan una textura uniforme y lisa en las caras laterales y una textura rugosa en las caras horizontales (de asiento). Esta textura rugosa ayuda a proporcionar una mejor adherencia entre el ladrillo y mortero. Las especificaciones técnicas de las unidades de albañilería son (ver los ensayos en el acápite 3.8):

- Tipo	King Kong 18 huecos, Clase V (según la Ref.1)
- Dimensiones	9 x 12.5 x 23 cm
- Peso	2.90 kg
- Rendimiento	36 unidades por metro cuadrado de muro de soga
- Resistencia	230 kg/cm ² .
- Absorción	11%

Antes de utilizar los ladrillos, se hizo un proceso de selección, eliminándose aquellos que estuviesen en mal estado, con fisuras, quiñes o que tuviesen mucha variación en sus dimensiones. Esto se hizo para reducir la influencia de la calidad del ladrillo sobre los parámetros en análisis.

3.2 Agregados

Son materiales inertes que se prestan a ser ligados por una matriz para conformar una masa aglomerada.

Los agregados finos, consisten en arena gruesa natural o piedra triturada con un tamaño máximo de 5 mm. En este proyecto se usó arena gruesa natural.

El agregado grueso consiste en una grava cuyas partículas son mayores a los 5 mm. En este proyecto se usó piedra chancada de ½”.

Los agregados ocupan entre el 60 y 70% del volumen del concreto y sus propiedades influyen en las propiedades del concreto.

En el mortero el agregado fino le proporciona estabilidad volumétrica y atenúa la contracción por secado, para lo cual es importante que haya menos de 5% de polvo (partículas que atraviesan la malla ASTM #200).

3.3 Cemento

El cemento es un conglomerante hidráulico, que al mezclarse con el agua y los agregados, permite desarrollar una mezcla uniforme, plástica y resistente a compresión a temprana edad. Para la presente investigación se usó el Cemento Portland Tipo I (Cemento Sol) en bolsas de 42.5 kg de peso.

3.4 Mortero

El mortero es la combinación de aglomerantes (cemento), agregado fino y agua. Su función principal es la adherir horizontal y verticalmente a las unidades de albañilería, absorbiendo las irregularidades que la misma tiene, así como sellar las juntas contra la penetración de la humedad. En este proyecto se utilizó mortero dosificado en proporción volumétrica cemento-arena gruesa 1:4 (Tipo P2 según la Ref.1); la cantidad de agua la reguló el albañil de tal modo de lograr una mezcla trabajable.

3.5 Concreto

El concreto se preparó con una mezcladora tipo trompo de 70 litros, con un tiempo de batido de 5 minutos. Para la cimentación se usó concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, mientras que para los confinamientos el concreto fue de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$. En ambos casos, la piedra fue de ½” y el slump fue de 4 pulgadas.

3.6 Acero

Las barras de acero utilizadas comúnmente en la construcción son de sección circular con la superficie estriada, o con resaltes, de tal manera de facilitar su adherencia con el concreto. El refuerzo utilizado en todos los elementos fue el de Aceros Arequipa.

Se utilizó barras ASTM A615, Grado 60.

Las propiedades mecánicas del acero, proporcionadas por Aceros Arequipa, son las siguientes:

- Límite de fluencia (f_y) = 4280 kg/cm² mínimo
- Resistencia a la tracción = 6320 kg/cm² mínimo

3.7 Malla Electrosoldada

La malla electrosoldada utilizada como refuerzo de los muros estuvo compuesta por varillas de acero corrugado de 4.5 mm de diámetro, espaciadas a 15 cm. Esta malla se comercializa en planchas de 2.4 x 5 metros. La resistencia de tracción de la malla es de 6114 kg/cm² (proporcionada por PRODAC). Para interconectar la malla al muro M2 mediante alambre #8, se tuvo que realizar perforaciones en la albañilería cada 45 cm.

3.8 Ensayos Realizados en las Unidades de Albañilería

3.8.1 Compresión

Se seleccionaron 5 ladrillos secos y enteros, para luego colocarles capping de yeso-cemento, para obtener una superficie de contacto uniforme entre la unidad de albañilería y el cabezal de la máquina de ensayos.

Las unidades son colocadas en la máquina de ensayo, para luego aplicarles la carga a una velocidad de 10 ton/min.

La resistencia a compresión axial se calcula a través de la siguiente fórmula:

$$f_b = \frac{\text{CargaMax}}{\text{AreaBruta}}$$

Donde:

f_b = Resistencia a compresión del ladrillo en Mpa.

CargaMax = Carga máxima de rotura en kN.

Luego, de acuerdo a la Norma E.070 (Ref.1), la resistencia característica (f'_b) se obtiene restando una desviación estándar al valor promedio. Los resultados aparecen en la Tabla 3.1.

Compresión Simple										
Unidad	Largo (mm)		Ancho (mm)		Altura (mm)		Peso Seco (gr)	Carga Max. (kN)	Area Bruta (m2)	f_b
	L1	L2	A1	A2	E1	E1	(gr)	(kN)	(m2)	(Mpa)
1	229	228	125	125	90	90	2761.6	742.2	0.029	25.99
2	227	225	124	124	90	92	2816.5	838.8	0.028	29.93
3	230	231	124	125	88	87	2795.9	909.7	0.029	31.70
4	231	229	123	124	89	90	2763.8	820.9	0.028	28.90
5	229	228	123	125	90	88	2744.8	574.5	0.028	20.28
									f_b (Mpa)	27.36
									σ (Mpa)	4.47
									C.V (Coefic. Var.)	16.53
									f'_b (Mpa)	22.89

Según la Norma E.070 (Ref.1), desde el punto de vista de resistencia a compresión, los ladrillos clasifican como clase V, ya que la resistencia característica ($f'_b = 23$ MPa), excede de 17.6 MPa.

3.8.2 Absorción

Para realizar este ensayo se usaron 5 unidades enteras, secadas en un horno a una temperatura de 110° C durante 24 horas, para luego pesarlas (Fig.3.1).



Figura 3.1 Colocación de las unidades de albañilería en la balanza eléctrica

Posteriormente los ladrillos son enfriados a temperatura ambiente durante 4 horas y luego se sumergen en un recipiente lleno de agua destilada a una temperatura comprendida entre 15 y 20 grados centígrados, durante 24 horas. Inmediatamente después, las unidades se vuelven a pesar.

El porcentaje de absorción se determina a través de la siguiente fórmula:

$$A = \frac{(\text{Peso Sat.} - \text{Peso Seco})}{\text{Peso Seco}} \times 100$$

Donde:

A= Absorción (%)

Peso Sat = Peso del espécimen saturado (gr)

Peso Seco = Peso del espécimen seco (gr)

Los resultados aparecen en la Tabla 3.2, donde puede observarse que la absorción promedio (11.4%), cumple con la limitación de la Norma E.070 (Ref.1), donde se especifica que las unidades de arcilla deben tener una absorción menor que 22%.

Tabla 3.2 Porcentaje de absorción de los ladrillos					
Unidad	Peso seco (gr)		Peso Seco Prom.	Peso Saturado	Absorción
	P1	P2	(gr)	(gr)	(%)
11	2790.9	2787.6	2789.25	3113.6	11.6
12	2872.4	2860.8	2866.60	3211.3	12.0
13	2803.1	2799.6	2801.35	3141.1	12.1
14	2831.4	2828.9	2830.15	3127.1	10.5
15	2738.2	2736.3	2737.25	3028.8	10.7
Absorción (%)					11.4

3.8.3 Succión

Para realizar este ensayo se usaron 5 unidades enteras, secadas previamente en un horno (Fig.3.2) a una temperatura de 110° C durante 24 horas, para luego pesarlas.



Figura 3.2 Colocación de las unidades de albañilería en el horno

Luego los especímenes fueron colocados en una bandeja nivelada con agua sobre dos barras de apoyo durante 1 minuto, de tal modo que el agua cubra una altura de 8mm sobre la superficie de asiento del ladrillo. Finalmente se retiran los ladrillos húmedos para ser pesados nuevamente.

La succión, expresada en gramos por minuto en un área normalizada de 200 cm², se calcula con la siguiente expresión:

$$S = \frac{200 * (\text{Peso Sat} - \text{Peso seco})}{\text{Area Bruta}}$$

Donde:

S = Succión normalizada en 200 cm².

Peso Sat = Peso de la unidad sumergido en agua durante 1 min.

Peso seco = Peso de la unidad luego de permanecer en el horno.

Área bruta = Ancho (cm) x Largo (cm)

Los resultados aparecen en la Tabla 3.3, donde se aprecia que la succión obtenida (47 gr/(200cm²-min)), excede a la especificada por la Norma E.070 (10 y 20 gr/200 cm²-min)), por lo que los ladrillos se regarán durante media hora, 10 horas antes de asentarlos.

Unidad	Largo (cm)	Ancho (cm)	Peso Seco (gr)	Peso Saturado (gr)	Succión
6	22.8	12.3	2753.7	2808.2	38.87
7	22.9	12.2	2790.5	2877.1	61.99
8	23	12.5	2831.5	2860.6	20.24
9	22.8	12.2	2873.3	2977.1	74.63
10	22.6	12.2	2855.7	2908.4	38.23

Succión Prom (gr/(200 cm ² x min))	47
---	----

3.8.4 Variación Dimensional

Se utilizó una muestra de 10 unidades enteras para este ensayo. El ensayo consiste en medir milimétricamente las dimensiones de las aristas en los puntos medios de cada cara. Para cada una de las dimensiones, se tomaron 4 medidas, las cuales se promediaron (Tabla 3.4). La variación dimensional en porcentaje se calcula con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{(Mf - Mp) \times 100}{Mf}$$

Donde:

V = Variabilidad dimensional expresada en porcentaje.

Mf = Medida especificada por el fabricante en mm.

Mp = Medida promedio en mm.

Tabla 3.4 Variación dimensional de los ladrillos

Unidad	Largo L (mm)					Ancho A (mm)					Altura H (mm)									
	L1	L2	L3	L4	Lo	A1	A2	A3	A4	Ao	H1	H2	H3	H4	Ho					
1	229	228	230	230	229.25	125	125	126	125	125.25	90	90	91	91	90.50					
2	227	225	225	227	226.00	124	124	123	123	123.50	90	92	90	90	90.50					
3	230	231	230	230	230.25	124	125	124	125	124.50	88	87	89	87	87.75					
4	231	229	229	229	229.50	123	124	123	124	123.50	89	90	90	90	89.75					
5	229	228	228	229	228.50	123	125	122	125	123.75	90	88	90	90	89.50					
6	228	229	228	229	228.50	123	123	122	124	123.00	91	90	90	90	90.25					
7	229	228	228	228	228.25	122	125	126	126	124.75	89	90	90	90	89.75					
8	230	229	229	230	229.50	125	126	125	125	125.25	92	90	93	91	91.50					
9	228	227	227	226	227.00	122	123	122	122	122.25	91	91	90	91	90.75					
10	226	228	227	228	227.25	122	121	123	122	122.00	90	91	91	91	90.75					
					Lp	228.40						Ap	123.78						Hp	90.10
					Lf	230.00						Af	125.00						Hf	90.00
					Lf-Lp	-1.60						Af-Ap	1.22						Hf-Hp	-0.10

%	-0.70
---	-------

%	0.98
---	------

%	-0.11
---	-------

Según la Norma E.070, la unidad de albañilería no debe sobrepasar la variabilidad máxima (1%) para ladrillos industriales clase V. Por consiguiente, desde el punto de vista de variación dimensional, los ladrillos clasifican como clase V.

Adicionalmente, este ensayo nos indica que a mayor variación en la altura de la unidad, se requiere un mayor grosor de la junta horizontal de mortero, lo que reduce la resistencia a compresión y a fuerza cortante de la albañilería (Ref.3), lo que en este caso no ocurriría por la pequeña variación dimensional que tienen los ladrillos empleados. Por tanto, las juntas podrían estar comprendidas entre 1 y 1.5cm (Ref.1).

3.8.5 Alabeo

Este ensayo se realizó sobre una muestra compuesta por 10 unidades enteras. El ensayo consiste en colocar una unidad sobre una superficie plana, y mediante una regla metálica y una cuña metálica graduada al milímetro (Fig.3.3), registrar los valores de alabeo en los puntos de mayor deformación. Si la unidad es cóncava, se introduce la cuña en la zona que presente mayor flecha, y si la unidad es convexa es necesario acomodar la regla hasta que la medida de los extremos sean iguales, introduciendo luego la cuña.



Figura 3.3 Determinación del Alabeo en los ladrillos

En la Tabla 3.5 aparecen los resultados, donde se puede apreciar que el alabeo promedio (0.7mm) es menor que el máximo alabeo especificado por la Norma E.070 para las unidades clase V. Por tanto, desde este punto de vista, la unidad clasifica como clase V.

Tabla 3.5 Alabeo de los ladrillos

Unidad	Concavidad					Convexidad				
	Cara Sup. (mm)		Cara Inf. (mm)		Prom. (mm)	Cara Sup. (mm)		Cara Inf. (mm)		Prom. (mm)
1	1	0	1	2	1.00	-	-	-	-	-
2	0	0	1	1.5	0.63	-	-	-	-	-
3	1	1	0.5	0.5	0.75	-	-	-	-	-
4	1	1.5	0	0	0.63	-	-	-	-	-
5	1	0.5	1	1	0.88	-	-	-	-	-
6	0	0.5	1	1	0.63	-	-	-	-	-
7	1.5	1	0	0	0.63	-	-	-	-	-
8	1.5	1	1	1	1.13	-	-	-	-	-
9	0.5	0.5	0.5	0	0.38	-	-	-	-	-
10	0.5	1	0	1	0.63	-	-	-	-	-

Prom (mm)	0.73
-----------	------

Prom (mm)	0.00
-----------	------

3.8.6 Porcentaje de huecos

Este ensayo se realizó para 5 unidades de albañilería. Para calcular el porcentaje de huecos del ladrillo es necesario contar con una pipeta y la arena de Ottawa. Primero, se llenó totalmente los agujeros del ladrillo con la arena de Ottawa. Segundo, se enraso toda la arena sobre el ladrillo y se recogió todo el material excedente. Finalmente, toda la arena acumulada en el ladrillo es colocado en la pipeta para determinar luego su volumen. Este volumen se compara con el volumen total de la unidad de albañilería.

$$\% \text{ huecos} = (V \text{ arena} / V \text{ unidad}) \times 100$$

Donde:

- V_{arena} = volumen de arena en los agujeros (cm³)
- V_{unidad} = largo x ancho x altura de la unidad de albañilería (cm³)



Figura 3. 4 Colocación de la arena de Ottawa en los agujeros del ladrillo y luego en la pipeta para calcular el volumen.

Tabla 3.6 Porcentaje de huecos

Ladrillo	V arena (cm ³)	V unidad (cm ³)	% huecos
1	1100	2441.22	45
2	1130	2486.48	45
3	1070	2280.72	47
4	1170	2544.48	46
5	1130	2452.13	46
		% huecos	46

El porcentaje de huecos en la unidad de albañilería es 46% (>30%) por tal es considerado unidad de albañilería hueca.

Capítulo 4 Propiedades de la Albañilería Simple

Para determinar las propiedades mecánicas de la albañilería simple (no reforzada), hecha con ladrillos huecos, se ensayaron a compresión diagonal y axial a los 3 muretes y las 3 pilas, descritos en los acápite 2.1 y 2.2, respectivamente.

4.1 Ensayo de Compresión Axial en Pilas

Las 3 pilas tuvieron una esbeltez del orden de 5 (Tabla 4.1), por lo que no hubo que efectuar la corrección por esbeltez especificada en la Ref.1. Estas pilas fueron sometidas a compresión axial a una velocidad de carga de 5 ton/min hasta alcanzar la rotura, la misma que fue frágil triturándose algunos ladrillos. La resistencia característica a compresión axial ($f'm$), fue calculada con la siguiente expresión (Ref.1):

$$f'm = \underline{f_m} - \sigma$$

Donde:

- σ : Desviación estándar
- $\underline{f_m}$: Resistencia promedio a compresión axial (Kg/cm²)
- f_m : Resistencia de cada pila = $P_{\text{máx}} / A_b$
- $P_{\text{máx}}$: Fuerza máxima que resiste la pila (Kg)
- A_b : Área bruta de la sección transversal (cm²)

Los resultados tuvieron una dispersión de 7% y aparecen en la Tabla 4.1, mientras que la forma de falla se muestra en la Fig.4.1.

Tabla 4. 1 Resultados de los Ensayos de Compresión en Pilas

Especímen	Largo	Ancho	Altura	Esbeltez	Ab	Pmáx	Pmáx	fm
	(cm)	(cm)	(cm ²)	H/t	cm ²	(KN)	(Kg)	(Kg/cm ²)
Pila 1	23.4	12.5	62.2	4.976	292.5	257.92	26302.26	89.92
Pila 2	23	12.5	61.6	4.928	287.5	237.42	24211.71	84.21
Pila 2	23.3	12.5	61.7	4.936	291.25	221.72	22610.65	77.63

fm	83.92 kg/cm ²
σ	6.15 kg/cm ²
f'm	78 kg/cm²



Figura 4.1 Forma de Falla de las pilas 1, 2 y 3, respectivamente.

4.2 Ensayo de Compresión Diagonal en Muretes

Los muretes fueron sometidos a compresión diagonal a una velocidad de carga de 1 ton/min hasta alcanzar la rotura, la misma que fue frágil, escalonada y triturándose algunos ladrillos. La resistencia característica a corte puro ($v'm$), fue calculada con la siguiente expresión (Ref.1):

$$v'm = \underline{vm} - \sigma$$

Donde:

- σ : Desviación estándar
- \underline{vm} : Resistencia promedio a corte puro (Kg/cm²)
- vm : Resistencia de cada murete = $P_{m\acute{a}x} / A_d$
- $P_{m\acute{a}x}$: Fuerza máxima que resiste el murete en la diagonal (Kg)
- A_d : Área bruta de la diagonal cargada (cm²)

Los resultados tuvieron una dispersión de 12% y aparecen en la Tabla 4.2, mientras que la forma de falla se muestra en la Fig.4.2.

Tabla 4.2 Resultados de los ensayos a compresión diagonal en muretes

Especimen	Diagonal	t	Ad	Pmáx	Pmáx	vm
	(cm)	(cm)	(cm ²)	(kN)	(kg)	(kg/cm ²)
Murete 1	86.5	12.4	1072.6	91.242	9304.71	8.67

Murete 2	86.1	12.4	1067.64	73.447	7490.01	7.02
Murete 3	86.1	12.5	1076.25	75.698	7719.56	7.17

v_m	7.62 kg/cm ²
σ	0.92 kg/cm ²
$v'm (*)$	7.2 kg/cm ²

(*) Por la poca cantidad de muretes ensayados, también, por la alta resistencia que tuvo el murete 1 y porque el murete 3 presentó una forma de falla más acorde con los especímenes hechos con ladrillos huecos, se decidió usar $v'm = 7.2 \text{ kg/cm}^2$, que es el valor asociado a la resistencia a corte puro del murete 3.



Figura 4.2 Forma de Falla de los muretes 1, 2 y 3, respectivamente.

Capítulo 5 Diseño y Análisis Teórico del Muro M1

Para efectos de analizar y diseñar los confinamientos del muro patrón M1 (sin malla electrosoldada), se utilizaron las resistencias características de la albañilería simple mostradas en las tablas 4.1 y 4.2, resumidas en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Resistencias características de la albañilería simple

Valores en kg/cm ²			
Materia prima	Denominación	Pilas (f'm)	Muretes (v'm)
Arcilla	KK hueco	78	7.2

Con estos parámetros, y empleando las expresiones de la Norma E.070 (Ref.1), se obtuvieron el módulo de elasticidad (E_m) y el módulo de corte (G_m) de la albañilería.

$$\text{Unidades de arcilla: } E_m = 500 f' m = 39000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para todo tipo de unidad de albañilería } G_m = 0.4 E_m = 15600 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto de los confinamientos tuvo una resistencia a compresión $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, por lo que de acuerdo a la Norma E.060 "Concreto Armado", el módulo de elasticidad puede calcularse con la expresión: $E_c = 15210 \sqrt{f'c} = 201000 \text{ kg/cm}^2$.

5.1 Diseño de los Confinamientos

Para el diseño de los confinamientos correspondientes al muro M1, se usaron las expresiones de la Norma E.070 (Ref.), donde se indica que ante sismos severos la

albañilería confinada fallará por corte y los confinamientos deberán soportar la carga que produce el agrietamiento diagonal (V_m), evaluado mediante la fórmula:

$$V_m = 0.5 \alpha v' m t L + 0.23 P$$

Donde:

$$\alpha = V L / M = V L / (V h) = 1 \text{ para muros cuadrados}$$

$$t = 12.5 \text{ cm} = \text{espesor del muro}$$

$$L = 240 \text{ cm} = \text{longitud total del muro}$$

$$v' m = 7.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tabla 5.1)}$$

$$P = 0 = \text{carga axial en el muro (el ensayo se hizo sin carga vertical)}$$

De esta forma se obtuvo: **$V_m = 10.8 \text{ ton}$**

Diseño de la Viga Solera (20x20 cm)

La viga solera se diseña para soportar una tracción $T = \frac{1}{2} V_m = 5.4 \text{ ton}$

$$\text{El refuerzo longitudinal se obtiene como: } A_s = T / (\phi f_y) = 5.4 / (0.9 \times 4.2) = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como mínimo se utiliza: } A_s \text{ min} = 0.1 f' c A_c / f_y = 0.1 \times 0.175 \times 20 \times 20 / 4.2 = 1.67 \text{ cm}^2$$

De esta forma, se utilizaron 4 varillas de 3/8" ($A_s = 2.84 \text{ cm}^2$)

Los estribos no se diseñan, pero se coloca como mínimo $\square \frac{1}{4}'' 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 20 \text{ cm}$

Diseño de las Columnas

Las fuerzas internas en las columnas de confinamiento (T , V_c y C), se determinan con las siguientes expresiones:

$$\text{Momento flector en la base} = M_u = V_m \times h = 10.8 \times 2.4 = 25.92 \text{ ton-m}$$

$$\text{Fuerza cortante} = V_c = \frac{1}{2} V_m = 0.5 \times 10.8 = 5.4 \text{ ton}$$

$$M = M_u - V_m h / 2 = 25.92 - 10.8 \times 2.4 / 2 = 12.96 \text{ ton-m}$$

Fuerza axial en las columnas producidas por M: $F = M / L = 12.96 / 2.4 = 5.4 \text{ ton}$

Carga axial en las columnas producidas por P: $P_c = P / (2 \text{ columnas}) = 0 / 2 = 0$

Tracción en la columna: $T = F - P_c = 5.4 - 0 = 5.4 \text{ ton}$

Compresión en la columna: $C = F + P_c = 5.4 + 0 = 5.4 \text{ ton}$

Área de concreto por corte fricción: $A_{cf} = V_c / (0.2 \phi f'c) = 5.4 / (0.2 \times 0.85 \times 0.175) = 182 \text{ cm}^2$

Área de acero por corte fricción: $A_{sf} = V_c / (f_y \mu \phi) = 5.4 / (4.2 \times 1 \times 0.85) = 1.51 \text{ cm}^2$

Área de acero por tracción: $A_{st} = T / (f_y \phi) = 5.4 / (4.2 \times 0.85) = 1.51 \text{ cm}^2$

Área de acero total: $A_s = A_{sf} + A_{st} = 1.51 + 1.51 = 3.02 \text{ cm}^2$

Como mínimo se utiliza: $A_{s \text{ min}} = 0.1 f'c A_c / f_y = 0.1 \times 0.175 \times 12.5 \times 20 / 4.2 = 1.04 \text{ cm}^2$

Se utilizó $4 \phi \frac{1}{2}'' \rightarrow A_s = 4 \times 1.29 = 5.16 \text{ cm}^2$

Área del núcleo por compresión: $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 f'c \delta)$

$$A_n = 5.16 + (5.4 / 0.7 - 5.16 \times 4.2) / (0.85 \times 0.175 \times 1) = 0$$

El área del núcleo a confinar es nula por la baja carga axial de compresión, de esta manera se usó estribos mínimos de confinamiento: $\square \frac{1}{4}'' 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 20 \text{ cm}$

El área de concreto utilizada fue $12.5 \times 20 = 250 \text{ cm}^2$ mayor que $A_{cf} = 182 \text{ cm}^2$.

Resumen del Diseño del Muro M1

El área de concreto y el refuerzo empleado en los confinamientos del muro M1 (muro patrón) se muestra en la Fig.2.3.

5.2 Propiedades de la Sección Transformada

Para predecir la rigidez lateral de M1 (acápites 5.3) y la resistencia a la primera grieta de tracción por flexión (acápites 5.4), se calcularon las propiedades de la sección transversal, transformada en una sección equivalente de albañilería. Para ello, el espesor real de la

columna (12.5cm), se multiplicó por $n = E_c/E_m$, manteniendo constante su peralte. Se obtuvieron las siguientes propiedades en la sección transformada:

$$A = 0.506\text{m}^2 = \text{área axial}$$

$$A_c = t L = 0.125 \times 2.4 = 0.3\text{m}^2 = \text{área de corte}$$

$$f = A/A_c = 1.69 = \text{factor de forma}$$

$$I = 0.394\text{m}^4 = \text{momento de inercia}$$

5.3 Rigidez Lateral

Para el cálculo de la rigidez lateral elástica (K) de M1, se utilizó la siguiente fórmula, válida para muros que trabajan en voladizo:

$$K = \frac{E_m}{\frac{h^3}{3I} + \left(f \times h \times \frac{E_m}{G \times A} \right)}$$

Donde:

$$E_m = \text{Módulo de elasticidad de la mampostería} \rightarrow 39000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = \text{Módulo de corte de la mampostería} \rightarrow 0.4 E_m$$

$$h = \text{Altura del muro hasta el eje de la solera} \rightarrow 2.40\text{m}$$

$$I = \text{Momento de inercia (ver 5.2)} \rightarrow 0.394\text{m}^4$$

$$A = \text{Área axial (ver 5.2)} \rightarrow 0.506\text{m}^2$$

$$f = \text{Factor de forma (ver 5.2)} \rightarrow 1.69$$

De esta manera, se obtuvo $K = 12.29 \text{ ton/mm}$.

5.4 Fisuración en Tracción por Flexión

La resistencia (F) asociada a la formación de la primera fisura en tracción por flexión en la base del muro M1, se obtuvo igualando el esfuerzo máximo de tracción existente en la sección transformada a la resistencia a tracción por flexión del concreto ($2\sqrt{f'_c}$),

transformada en albañilería ($2\sqrt{f'c} / n$, donde $n = E_c/E_m$). Despreciando el peso propio del muro, se utilizaron las siguientes expresiones:

$$\sigma_{traccion} = \frac{M y}{I} = \frac{2\sqrt{f'c}}{n}$$

Donde:

$M = F h$ = momento flector en la base del muro.

$h = 2.4\text{m}$ = altura del muro hasta el eje de la solera

$I = 0.394\text{m}^4$ = momento de inercia (ver 5.2)

$y = 1.2\text{m}$ = distancia desde el centroide hasta la fibra extrema en tracción.

De esta manera se obtuvo: **$F = 7.03 \text{ ton}$** .

5.5 Resistencia al Agrietamiento Diagonal

La resistencia al agrietamiento diagonal de la albañilería ($V_m = 0.5 \alpha v' m t L + 0.23 P$, Ref.1), fue calculada en el acápite 5.1, obteniéndose **$V_m = 10.8 \text{ ton}$** .

5.6 Resistencia a Flexión

Despreciándose el peso propio del muro M1, la resistencia (V_f) asociada a la fluencia del refuerzo vertical existente en la base de la columna en tracción, fue calculada con la expresión: $M = V_f h = A_s f_y L'$, donde:

$h = 2.4\text{m}$ = altura del muro hasta el eje de la solera

$A_s = 4 \times 1.29 = 5.16\text{cm}^2$ ($4 \phi 1/2''$)

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$L' = 2.2\text{m}$ = distancia entre los ejes de columnas

De esta manera se obtuvo: **$V_f = 19.9 \text{ ton}$** .

5.7 Tipo de Falla Esperada

Puesto que la resistencia a flexión $V_f = 19.9$ ton (acápite 5.6) supera a la resistencia a corte $V_m = 10.8$ ton (acápite 5.5), es de esperarse una falla por fuerza cortante en el muro M1, debiendo ocurrir previamente la fisura en tracción por flexión de las columnas ($F = 7.03$ ton). Este tipo de falla ocurre con frecuencia en las construcciones reales de albañilería confinada sujeta a sismos severos.

En cuanto al muro M2, reforzado con doble malla electrosoldada recubierta con mortero de cemento-arena 1:4, la resistencia a flexión no varía ($V_f = 19.9$ ton), ya que el refuerzo vertical de la malla no se conectó a la cimentación; sin embargo, esta resistencia podría incrementarse por la incursión del refuerzo vertical en la zona de endurecimiento. En este caso, la resistencia a corte (V_m) se incrementa en relación a la obtenida en M1, ya que M2 presenta un espesor de 18.5cm, mientras que el espesor de M1 es 12.5cm. Asimismo, el mortero 1:4 empleado para recubrir las mallas de M2, debe proporcionar una mayor resistencia a corte puro ($v'm$) que la albañilería simple ($v'm = 7.2$ kg/cm²). De esta forma, se desconoce qué tipo de falla tendrá el muro M2.

5.8 Diseño de la Malla Electrosoldada en M2

El muro M2 (Fig.2.4) tuvo las mismas características que M1, con la diferencia que se adicionó en las 2 caras malla electrosoldada capaz de soportar la carga de agrietamiento diagonal asociada a un muro con el espesor incrementando en 6cm, por el tarrajeo que ahora forma parte de la estructura al aplicarse sobre una malla debidamente conectada al muro. De acuerdo a la Ref.1, cuando el tarrajeo se aplica directamente sobre la albañilería, no debe contemplarse en el cálculo del espesor efectivo, porque se desprende durante el sismo. De esta forma:

$$V_m (M2) = 0.5 \alpha v'm t L + 0.23 P = 0.5 \times 1 \times 7.2 \times 18.5 \times 240 + 0.23 \times 0 = 16 \text{ ton.}$$

$$A_s (\text{malla de cocada } 15\text{cm}) = V_m s / (f_y L) = 16 \times 15 / (4.2 \times 240) = 0.24 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Se usó doble malla de } 4.5\text{mm: } A_s = 2 \times 3.1416 \times (0.45)^2 / 4 = 0.32 \text{ cm}^2$$

Cabe señalar que en el cálculo de " V_m " en M2, se utilizó la resistencia a corte puro de la albañilería simple ($v'm = 7.2$ kg/cm²); sin embargo, debería emplearse el " $v'm$ " de muretes con una sección compuesta por albañilería-malla-tarrajeo, lo que se dejará como línea futura de investigación para analizar tanto la influencia de la malla como del tarrajeo.

Capítulo 6 Construcción de los Muros Confinados

En el presente proyecto, para analizar la efectividad de la malla electrosoldada en el control de la trituración de los ladrillos huecos, fue necesario construir dos muros a escala natural. Los dos muros (M1 y M2) fueron construidos en forma tradicional, pero en M2 se agregó dos mallas electrosoldadas, tarrajada por ambas caras.

6.1 Características Comunes de los Muros

A continuación se muestran las características comunes que tuvieron los muros M1 y M2.

- Muros portantes de albañilería confinada con ladrillo hueco King Kong industrial.
- Dimensiones de la albañilería: 2.3m de altura, 2 m de longitud y 0.125 m de espesor.
- Los materiales (ladrillo, concreto, acero y mortero), las herramientas (escantillón, plomada, cordel, nivel, mezcladora, etc.) y la mano de obra.
- El aparejo de las unidades de albañilería fue de sogá y el traslape entre hiladas consecutivas fue de medio ladrillo.
- Las juntas horizontales y verticales fueron de 1.5cm de espesor.
- El mortero tuvo una relación volumétrica cemento-arena gruesa 1:4.
- La conexión columna-albañilería fue dentada (5cm de diente), sin mechas.
- Los ladrillos fueron regados durante 30 minutos unas 10 horas antes de asentarlos.
- El refuerzo empleado en los confinamientos y en la cimentación (Fig.2.3).
- El recubrimiento del refuerzo fue 3cm.
- La resistencia a compresión del concreto de los confinamientos fue 175 kg/cm^2 .

- El concreto se preparó con una mezcladora, tuvo un slump de 4 pulgadas y fue compactado con una vibradora.

6.2 Viga de Cimentación

La cimentación tuvo una sección de 30x34 cm con 3.40 m de largo. El concreto tuvo una resistencia a compresión igual a 210 kg/cm².

Primero se habilitó el acero de refuerzo y se procedió a encofrar, anclando previamente el refuerzo vertical existente en las columnas (Fig.6.1) y colocando los tubos PVC para izar al conjunto.

Posteriormente se vació el concreto. Pasado unas 3 horas, se rayó la superficie en la zona donde se ubican la albañilería y las columnas.

Finalmente, al día siguiente del vaciado, se desencofró las caras laterales, para después curar el concreto durante una semana.



Figura 6.1 Encofrado y vaciado de la Viga de Cimentación

6.3 Construcción de la Albañilería

Primero, se limpió la cimentación de partículas sueltas y se emplantilló para determinar la cantidad de ladrillos por hilada. Luego, la superficie de la cimentación fue humedecida.

Enseguida, se preparó artesanalmente el mortero, mezclando en seco a sus componentes hasta obtener un color uniforme, para después echarle agua hasta lograr una mezcla trabajable.

Posteriormente, se procedió a asentar los ladrillos maestros en los extremos del muro. Estos ladrillos definen el alineamiento longitudinal y la verticalidad del muro, por lo cual fueron asentados empleando una plomada, un nivel y controlando el grosor de las juntas horizontales mediante un escantillón. Después se corrió un cordel, que conectaba los ladrillos maestros; este cordel se utilizó para asentar los ladrillos internos, presionándolos verticalmente, sin bambolearlos.

Los ladrillos fueron asentados en 2 jornadas de trabajo, para evitar problemas de aplastamiento del mortero (la Norma E.070 especifica no asentar ladrillos en más de 1.3m de altura). Para evitar problemas de corte-cizalle en la junta de construcción entre jornadas de trabajo, se dejaron libres las juntas verticales de la última hilada, para después, en la segunda jornada, volver a humedecer esos ladrillos y rellenar las juntas verticales con mortero. Secuencias de la construcción de la albañilería aparecen en la Fig.6.2.



Figura 6.2 Asentado de ladrillos y unión albañilería-columna

6.4 Columnas

Un día después de haberse concluido el asentado de las unidades de albañilería, se procedió a encofrar las columnas, cuidando su verticalidad con una plomada y tratando que los encofrados sean herméticos.

Para que la mezcla sea trabajable y evitar cangrejas, se utilizó confitillo de $\frac{1}{4}$ " como agregado grueso. El concreto fue vaciado en capas de aproximadamente 50cm, cada capa fue compactada con una vibradora.

Luego de unas 3 horas de haberse vaciado el concreto, se rayó la superficie superior, para mejorar la resistencia a corte-fricción en la unión con la solera, ya que en el diseño de los confinamientos se había adoptado un coeficiente de fricción igual a 1 (acápite 5.1).

Finalmente, se desencofraron las columnas y se curaron durante 7 días, tratando de no mojar a la albañilería. No se produjeron cangrejas.

6.5 Vigas Soleras

Al día siguiente de haberse vaciado las columnas, se instaló el refuerzo de la solera, y se encofró con madera (Fig.6.3). Posteriormente, se vació el concreto, y al día siguiente se procedió a desencofrarlo y curarlo durante 7 días, evitando mojar a la albañilería. No se notó cangrejas.



Figura 6.3 Vaciado del concreto en soleras

6.6 Reforzamiento del Muro M2

A diferencia de M1, en M2 se rellenaron con mortero 1:4 a las perforaciones de aquellos ladrillos localizados en las esquinas del muro, para controlar su trituración cuando reaccione con los confinamientos de concreto durante el ensayo.

Si se tratase de una edificación nueva de albañilería confinada, los conectores (alambre #8) de las mallas electrosoldadas (Fig.6.4), podrían colocarse en las juntas de mortero durante el asentado de los ladrillos. Sin embargo, se trató de simular el caso de una albañilería existente hecha con ladrillos huecos, que se iba a reforzar con las mallas, por lo cual, una vez terminado de construir el muro tradicional, se le adicionó mallas en las 2 caras, interconectándolas con alambre #8, que pasó a través de perforaciones hechos en los ladrillos del muro con un cincel de $\frac{1}{4}$ " cada 45cm (tres veces la distancia entre los nudos de la malla con cocada de 15 cm).



Figura 6.4 Malla electrosoldada en el muro M2

Después de perforar horizontalmente los ladrillos, se instalaron las mallas para enseguida introducir los conectores (alambre # 8) a través de las perforaciones, doblarlos 90° y amarrarlos con alambre #16 contra los nudos de la malla (Fig.6.5). Posteriormente se procedió a taponear las perforaciones con una lechada de mortero con una relación volumétrica cemento-arena fina 1:3. Finalmente se tarrajó el muro por ambas caras con

un mortero con relación volumétrica cemento-arena 1:4. El espesor final del muro fue 18.5 cm, incluyendo el tarrajeo en ambas caras.



Figura 6.5 Detalle de anclaje de la malla electrosoldada y tarrajeo de M2



Cabe remarcar que las mallas cubrieron sólo a la albañilería, no la zona de las columnas, ya que su función era cerrar las grietas diagonales en la albañilería. Asimismo, el refuerzo vertical de las mallas no se conectó con la cimentación, tampoco con la solera.



Capítulo 7 Ensayos de Carga Lateral Cíclica

7.1 Descripción del Ensayo e Instrumentación

Con la finalidad de simular el efecto sísmico actuante sobre los muros M1 y M2, hechos con ladrillo hueco, ambos muros se sometieron a un ensayo de carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado, sin carga vertical. Los objetivos de este ensayo fueron obtener los valores experimentales de:

- Desplazamientos para los distintos estados de agrietamiento.
- Diagramas histeréticos Fuerza cortante-Desplazamiento lateral.
- Envoltente Fuerza cortante-Desplazamiento lateral.
- Rigidez lateral.
- Cargas de agrietamiento en tracción por flexión y por fuerza cortante.
- Capacidad de carga máxima.
- Instante en que se inicia la trituración de los ladrillos.
- Degradación de la resistencia

La instrumentación y el personal técnico fueron proporcionados por el Laboratorio de Estructuras de la PUCP.

Para este ensayo se utilizaron gatas hidráulicas para fijar la cimentación a la losa de ensayos, un actuador dinámico de 500 kN de capacidad que reaccionaba sobre un pórtico metálico y 6 sensores de desplazamiento (LVDT), cuya distribución se muestra en la Fig.7.1. Cabe indicar que D1 controla los desplazamientos laterales, D2 mide las grietas diagonales acumuladas en la parte central del muro, D5-D6 miden posibles separaciones entre las columnas y la albañilería y D3-D4 miden las fisuras que se formen en la parte inferior de las columnas.

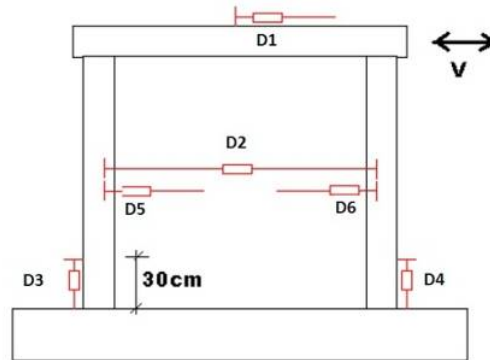


Figura 7.1 Actuador dinámico y distribución de LVDT

7.2 Fases del Ensayo

Para analizar de forma más detallada el comportamiento de los muros M1 (sin malla) y M2 (con malla) ante un desplazamiento lateral incremental (D1) se realizaron 10 fases (Tabla 7.1). El número de ciclos aplicados en cada fase fue variable, hasta estabilizar el lazo histerético V-D1, y conforme se fueron formando las grietas, fueron pintadas con los colores indicados en la Tabla 7.1.

La velocidad del ensayo fue de aproximadamente 1 ciclo en 4 minutos, suficiente como para registrar y grabar en la computadora por lo menos 100 puntos (V y Di) en cada ciclo. El ensayo se detuvo cada vez que surgió alguna grieta importante, con el objeto de registrar el instante asociado.

Tabla 7.1 Desplazamientos laterales máximos en cada fase

MURO M1 y M2										
FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
D1 (mm)	0.5	1.0	2.5	5	7.5	10	12.5	15	17.5	20
Ciclos en M1	1	2	3	3	3	3	3	4	3	4
Ciclos en M2	1	1	2	2	2	2	3	3	3	3
Color	Verde claro	Verde claro	azul	rojo	verde oscuro	verde oscuro	morado	morado	marrón	marrón

Luego de haber terminado con las 10 fases, ambos muros se sometieron a un movimiento armónico con la frecuencia y desplazamiento indicados en la Tabla 7.2. Lo

que se pretendió en esta fase armónica, fue observar en forma rápida el tipo de falla predominante en los muros, algo que se torna difícil cuando el ensayo es lento.

Tabla 7.2 Fase Armónica

Frecuencia	2 Hz
D1 (mm)	15 mm

7.3 Comportamiento de los Muros





El muro M1 tuvo una falla por corte, formándose primero fisuras de tracción por flexión en la base de las columnas y terminó con los ladrillos huecos triturados, tal como se predijo en el acápite 5.7. Este comportamiento es muy común para este tipo de muros confinados (Ref.3) y por ello, la Norma E.070 (Ref.1) prohíbe el uso de ladrillos huecos.



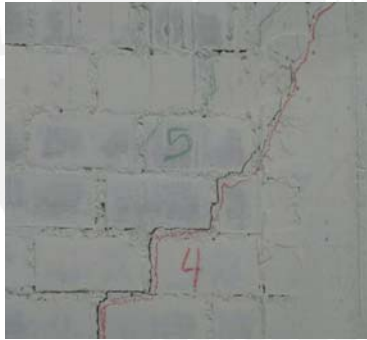



El muro M2 tuvo una falla por flexión, con la formación de pequeñas fisuras por corte en la albañilería, controladas por la malla electrosoldada. Finalmente, la falla derivó en una grieta vertical en la columna izquierda, perdiéndose la adherencia barra-concreto, mientras que el talón de la columna derecha terminó triturándose.





Cuando se realizó el ensayo armónico, los ladrillos del muro M1 se trituraron en mayor proporción, pese a que se aplicó un desplazamiento lateral menor (15mm) al existente en la fase 10 (20mm). En el muro M2 el talón derecho se trituró completamente. En la Fig.7.2 se muestra el estado final de ambos muros después de la prueba armónica.



En la Tabla 7.3 se compara fase a fase el comportamiento de ambos muros. En esta tabla “V” es la carga lateral y “G” es el grosor máximo de la grieta correspondiente a la forma de falla que tuvo cada muro.

Tabla 7. 3 Comportamiento de los muros en cada fase

FASES	Muro M1 (Sin malla)	Muro M2 (Con malla)
FASE 01 D1 = 0.5mm	Surgió una fisura horizontal, en parte inferior izquierda. V = 6.5 ton 	Comportamiento elástico, sin fisuras.
FASE 02 D1 = 1.0mm	Fisura horizontal, parte inferior izq. 	Comportamiento elástico, sin fisuras.
FASE 03 D1 = 2.5mm	Fisuras horizontales parte intermedia izq. y der. V = 9.1 ton y - 10.2 ton. G = 0.15 mm 	Aparecen las primeras fisuras en la unión columna-cimentación en ambos lados del muro. V = 11.6 ton 

<p>FASE 04 D1 = 5.0mm</p>	<p>Aparecieron fisuras diagonales escalonadas en ambos sentidos. V = 14.1 ton y -12.6 ton. G = 3mm.</p> 	<p>Aparecieron fisuras horizontales en la parte intermedia inferior del muro. V = 13 ton y - 15 ton. G = 0.1mm.</p> 
<p>FASE 05 D1 = 7.5mm</p>	<p>Surgió una fisura diagonal paralela a la de la fase 4. G = 5 mm.</p> 	<p>Las fisuras en la mitad inferior tendieron a ser diagonales. V = 16.2 ton y - 17.6 ton. G = 0.22mm.</p> 
<p>FASE 06 D1 = 10mm</p>	<p>Comenzó la trituración de un ladrillo. G = 7 mm.</p> 	<p>Se inició la falla por flexión. V = 21 ton. G = 0.35mm. Se colocó una marca para verificar deslizamiento.</p> 

<p>FASE 07 D1 = 12.5 mm</p>	<p>Surgió otra fisura diagonal. V = 12 ton. G = 9mm.</p> 	<p>Se extendió la fisura por flexión en la base y se formó una fisura vertical en la unión albañilería-columna. Se despegó el LVDT D4. V = 21 ton. G = 3mm.</p> 
<p>FASE 08 D1 = 15mm</p>	<p>Surgieron otras 2 fisuras diagonales. V = 7.9 ton y - 9.7 ton. G = 12mm.</p> 	<p>Desprendimiento del tarrajeo en las esquinas inferiores. V = 19 ton. G = 4mm.</p> 

<p>FASE 09 D1 = 17.5mm</p>	<p>Surgieron más grietas y la trituración de los ladrillos se hizo más evidente. V = 11.3 ton y -9.3 ton. G = 15mm.</p> 	<p>Apareció una grieta vertical en la columna izquierda, por donde corre el refuerzo vertical. El LVDT D3 se desprendió. V = 15 ton y -11.4 ton. G = 5mm.</p> 
--------------------------------	---	---




<p>FASE 10</p>	<p>Los ladrillos se trituraron en mayor grado. $G = 16\text{mm}$.</p> 	<p>La grieta vertical en la columna izquierda se extendió hasta la mitad de la altura, perdiéndose la adherencia barra-concreto. El talón derecho empezó a triturarse. No se notó deslizamiento del muro. $V = 7.2$ ton y -9.2 ton. $G = 11\text{mm}$.</p>  
----------------	--	---



Figura 7.2 Estado final de los muros M1 (izquierda) y M2 (derecha), después de la fase armónica ($D1 = 15\text{mm}$, $f = 2\text{ Hz}$)

Capítulo 8 Comparación de Resultados de M1 y M2

8.1 Lazos de Histéresis y Envolvente V-D1

En las figuras 8.1 y 8.2 se muestran los lazos histeréticos Fuerza Cortante (V) – Desplazamiento Lateral (D1) correspondientes a los muros M1 y M2, respectivamente. La forma de estos lazos, finos y pasando por el origen del sistema de referencia (propio de sistemas con rigidez degradante), es muy parecida, a pesar que ambos muros tuvieron formas de falla diferentes (por corte en M1 y por flexión en M2). Sin embargo, en M1 se aprecia para $D1 = 4\text{mm}$ una caída brusca de la resistencia, producto de la falla por corte, cosa que no ocurre en M2 ya que la malla controló el grosor de las fisuras diagonales. También se observa la continua degradación de resistencia, después de haberse superado la resistencia máxima en cada muro.

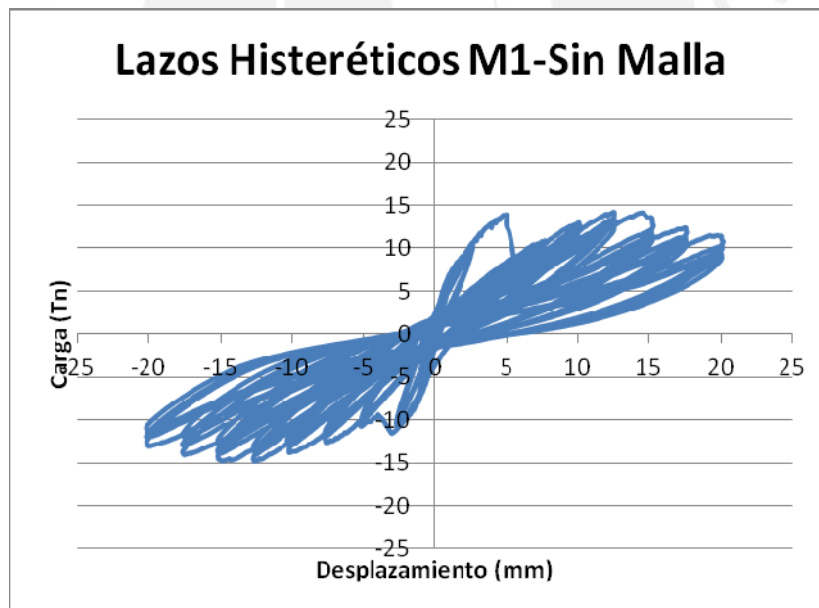


Figura 8.1 Lazos histeréticos del muro M1

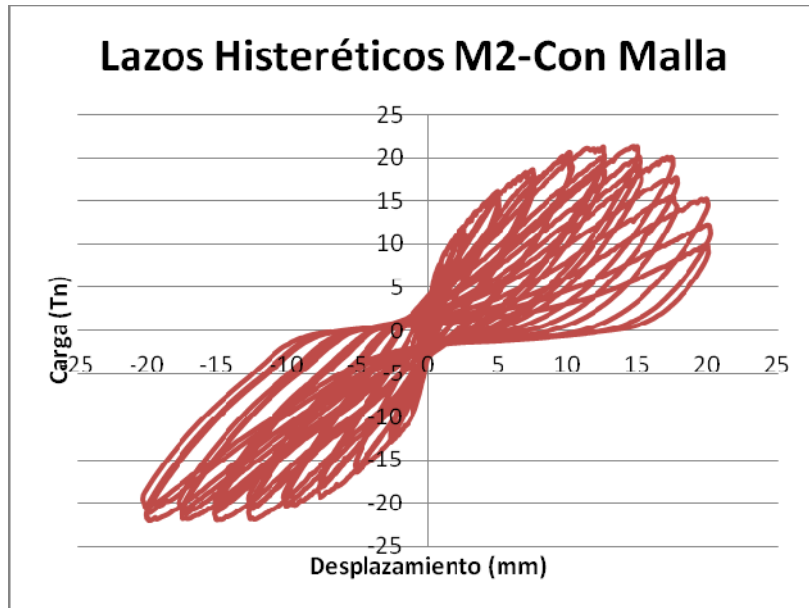


Figura 8.2 Lazos histeréticos del muro M2

Para trazar la envolvente V-D1 (Fig.8.3) y comparar el comportamiento sísmico de ambos muros, se consideró la rama positiva porque fue la que mostró mayor degradación de resistencia, y se utilizaron los valores que se muestran en la Tabla 8.1, correspondientes al primer ciclo de cada fase.

Tabla 8.1 Valores V-D1 del primer ciclo en cada fase

Muro M1	D1 (mm)	V (ton)	Muro M2	D1 (mm)	V (ton)
Fase 01	0.49	4.32	Fase 01	0.25	4.14
	-0.51	-5.22		-0.47	-6.71
Fase 02	1.51	8.17	Fase 02	1.45	9.63
	-1.47	-8.9		-1.46	-10.74
Fase 03	2.39	9.87	Fase 03	2.48	11.9
	-2.51	-10.76		-2.48	-12.61
Fase 04	4.72	13.65	Fase 04	4.74	15.81
	-4.87	-10.46		-4.85	-16.18
Fase 05	7.47	10.64	Fase 05	7.21	18.29
	-7.39	-12.49		-7.45	-19.2
Fase 06	9.92	12.72	Fase 06	9.73	20.19
	-9.8	-13.74		-9.81	-20.12
Fase 07	12.43	13.15	Fase 07	12.43	20.84
	-12.46	-14.85		-12.45	-21.96
Fase 08	14.78	13.98	Fase 08	14.67	21.34
	-14.69	-14.78		-14.75	-21.86
Fase 09	17.39	12.17	Fase 09	17.43	17.54
	-17.51	-14.21		-17.3	-21.86
Fase 10	19.66	11.34	Fase 10	19.79	15.19
	-19.87	-13.09		-19.83	-22.1

En la Fig.8.3 aparecen las envolventes V-D1 de ambos muros. Allí se nota una mayor rigidez y resistencia a corte de M2 (con malla) sobre M1 (sin malla), aunque la degradación de resistencia al terminar el ensayo fue la misma. Sin embargo, el muro M2 tuvo mayor espesor (18.5cm) que M1 (12.5cm), por lo que en la Fig.8.4 se dibujó la envolvente de esfuerzos cortantes ($v = V / A$). En esta última figura se aprecia que la resistencia unitaria máxima es prácticamente la misma en ambos muros (ver 8.5).

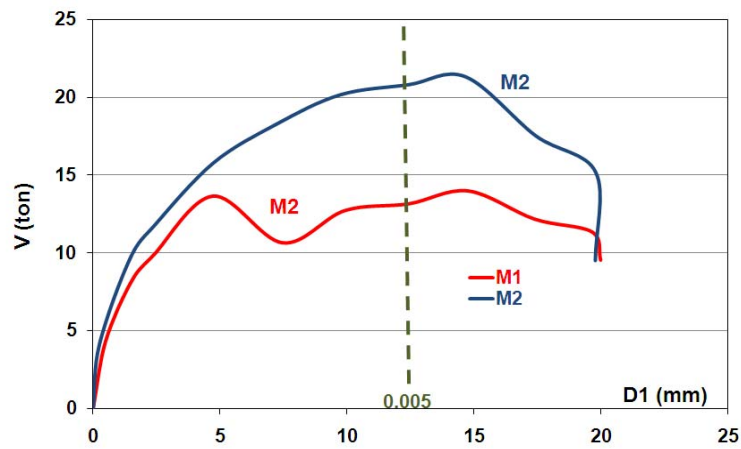


Figura 8.3 Envolvente V-D1 de M1 y M2

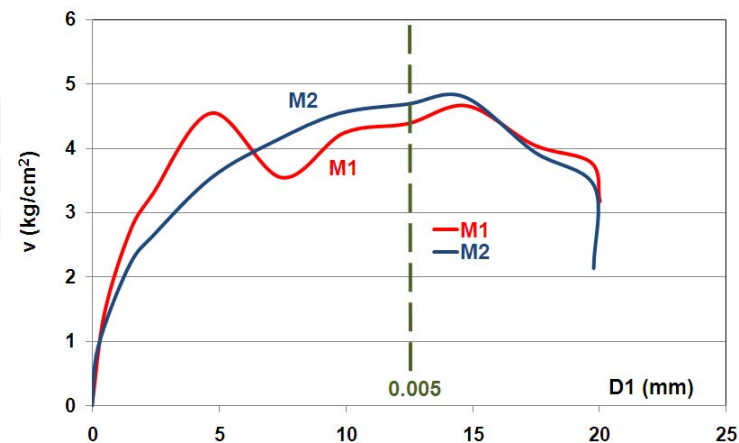


Figura 8.4 Envolvente v -D1 de M1 y M2

8.2 Rigidez Lateral Inicial

Antes que se forme la primera fisura de tracción por flexión en la base de la columna de M1, durante la fase 1, se determinó su rigidez lateral por mínimos cuadrados utilizando una aproximación lineal en la gráfica V-D1 (Fig.8.5). El valor experimental obtenido fue 10.03 ton/mm, mientras que el resultado teórico fue 22% mayor ($K_0 = 12.29$ ton/mm, ver el acápite 5.3).

En el muro M2 la rigidez inicial experimental fue 16.56 ton/mm, 65% mayor que la de M1 (10.03 ton/mm), pero esto se debe al mayor espesor (48%) que tuvo M2 (18.5cm) en relación al que tuvo M1 (12.5cm), y a que M2 fue tarrajado con mortero de cemento.

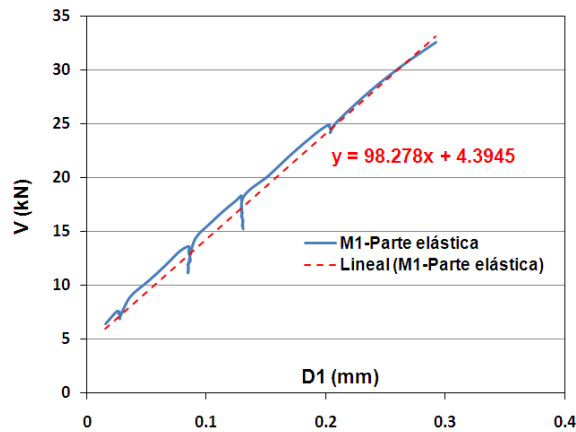


Figura 8.5 Rigidez lateral inicial de M1

8.3. Resistencia a Tracción por Flexión

En el muro M1 la primera fisura de tracción por flexión en la base de la columna ocurrió durante la fase 1 del ensayo, para una carga de 6.5 ton, mientras que la resistencia teórica asociada a esta fisura fue 8% mayor (7.03 ton, ver el acápite 5.4). En cambio, esta fisura ocurrió en M2 recién en la fase 3 del experimento, para una carga de 11.5 ton, 77% mayor que la registrada en M1 (6.5 ton); esta diferencia también se explica por el mayor grosor que tuvo M2 en relación a M1 dada por las capas de tarrajeo.

8.4 Resistencia al Agrietamiento Diagonal

La rotura diagonal en M1 se produjo durante la fase 4 del ensayo, para una carga de 12.6 ton, mientras que la resistencia teórica (ver el acápite 5.5) fue 16% menor (10.8 ton). En el muro M2 se produjeron fisuras diagonales muy finas en su mitad inferior, durante la fase 5 del ensayo, para una carga de 16.2 ton, en tanto que la resistencia teórica (ver el acápite 5.8) considerando el incremento del espesor del muro M2, fue 1% menor (16 ton). Esto querría decir, tal como se indica en la Norma E.070 (Ref.1), que para hallar la resistencia

a corte de un muro donde el tarrajeo se ha aplicado sobre una malla debidamente conectada al muro, debe trabajarse con el espesor total del muro.

8.5 Resistencia Máxima

En ambos muros, la resistencia máxima se alcanzó durante la fase 7 del ensayo, lográndose valores de 14.85 ton para M1 y 21.96 ton para M2. Si bien la carga máxima alcanzada en M2 fue 48% mayor que la de M1, a nivel de esfuerzos cortantes la resistencia unitaria fue prácticamente la misma: $v(M1) = 14850 / (12.5 \times 240) = 5.16 \text{ kg/cm}^2$ y $v(M2) = 21960 / (18.5 \times 240) = 4.95 \text{ kg/cm}^2$, con una pequeña diferencia (4%) a favor de M1. Lo indicado fue corroborado gráficamente en las figuras 8.3 y 8.4.

Por otro lado, asumiéndose que el refuerzo vertical fluía, en el acápite 5.6 se determinó teóricamente la resistencia a flexión, obteniéndose $V_f = 19.9 \text{ ton}$. Este valor es mayor que la resistencia máxima alcanzada por el muro M1, debido a que M1 falló por fuerza cortante; en cambio es apenas 10% menor que la resistencia máxima que tuvo M2 (21.96 ton), porque este muro falló por flexión. Esa diferencia de 10% podría atribuirse a que en la etapa de grandes desplazamientos laterales, el refuerzo vertical ingresa a su zona de endurecimiento, además, M2 no pudo aumentar más su resistencia porque durante la fase 9 del ensayo se produjo una grieta vertical que condujo a una falla por adherencia en el refuerzo vertical interno de la columna izquierda.

8.6 Derivas

La Norma sísmica E.030 (Ref.2), establece que la deriva máxima en la albañilería confinada no debe ser mayor que 0.005, a fin de que los muros queden en un estado reparable después de un sismo severo. Esta deriva corresponde a la fase 7 del experimento ($D1 = 12.5 \text{ mm}$), mientras que la degradación de resistencia se inició en ambos muros a partir de la fase 8 ($D1 = 15 \text{ mm}$), según se muestra en las figuras 8.3 y 8.4. Si bien es cierto que en M1 (ladrillos huecos sin malla) la degradación de resistencia empezó para una deriva 20% mayor que la reglamentaria, no puede aceptarse los ladrillos huecos en la construcción de los muros portantes confinados, debido a que el ensayo fue sumamente lento. Lo indicado fue corroborado cuando M1 fue solicitado armónicamente con una frecuencia de 2 Hz y un desplazamiento de 15mm, menor a los 20mm

alcanzados en la fase 10, y pese a ello, la trituración de los ladrillos huecos fue mucho más notoria, según se muestra en la Fig.7.2.

Adicionalmente, en el experimento realizado en la Ref.6 en muros confinados hechos con ladrillos huecos, la degradación de resistencia se inició para derivas menores que la máxima reglamentaria (Fig.8.6); por tanto, para este tipo de albañilería una solución sería el reforzamiento con mallas electrosoldadas.

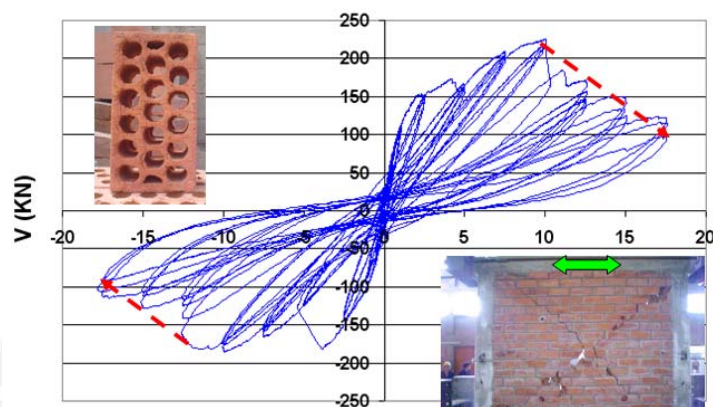


Figura 8.6 (Ref.6) Trituración de ladrillos huecos

8.7 Grosos Máximos de Grietas

Para cada fase del ensayo, en la Tabla 7.3 se indica el grosor máximo que tuvo la grieta diagonal en M1 (que falló por corte) y la grieta vertical existente en la columna izquierda M2 (que falló por flexión). Estos grosos máximos de grietas fueron medidos con una tarjeta comparadora y una wincha, para después dibujarlos en la Fig.8.7, donde se aprecia que M2 (con malla) alcanzó menores grosos de grietas que M1 (sin malla).

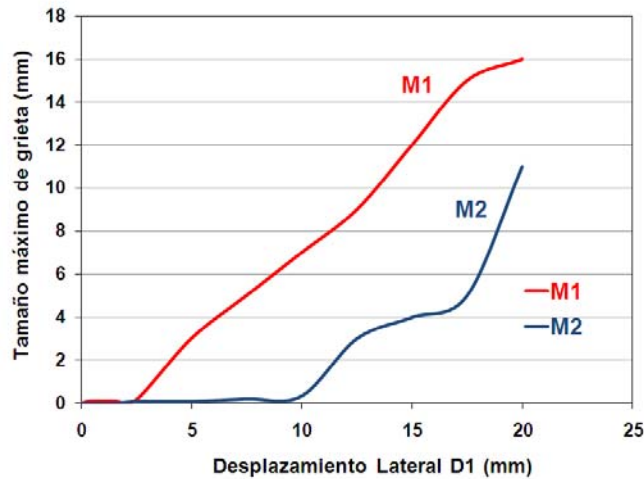


Figura 8.7 Grosos máximos de grietas existentes en M1 y M2

Por otro lado, en la Fig.8.8 se graficó la variación del desplazamiento horizontal relativo entre las partes medias de las columnas (D2 en la Fig.7.1), contra el desplazamiento lateral D1, registrados en M1 y M2. El LVDT “D2” mide los grosos acumulados de las grietas diagonales existentes en la parte intermedia del muro. Allí se aprecia que el uso de la malla en M2 permitió controlar en mucho mayor grado al grosor de estas grietas (D2 alcanzó hasta 0.35mm) que en M1 (D2 llegó hasta 21mm), lo que resulta adecuado para, a su vez, controlar la trituración de los ladrillos huecos.

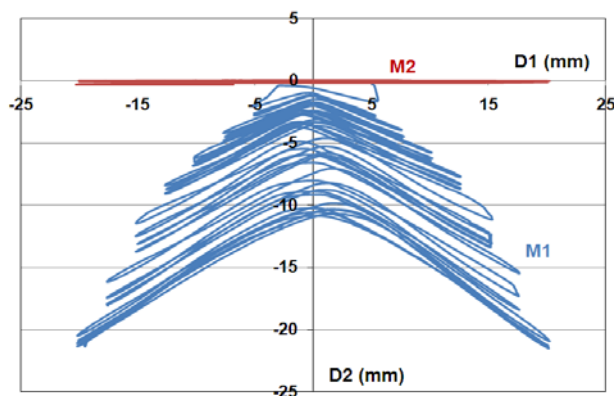


Figura 8.8 Variación de D2 en M1 y M2

Capítulo 9 Análisis de Costos

Antes de entrar al detalle sobre los costos de los materiales y mano de obra empleado en la construcción de los muros, es importante resaltar que la Norma E.070 exige la utilización de ladrillos sólidos (con un porcentaje de área de huecos menor al 30% del área bruta) en la construcción de los muros portantes confinados, aunque se deja como alternativa emplear unidades huecas con tal que la edificación se comporte en el rango elástico ante los sismos severos. Sin embargo, por su bajo costo, los ladrillos huecos son los más utilizados en nuestro país; por tanto, se trata de buscar soluciones económicas, pero, a su vez, que brinden seguridad sísmica especialmente a aquellas edificaciones hechas con ladrillos huecos que presenten baja densidad de muros.

9.1 Materiales

En las tablas 9.1 y 9.2 se muestran la cantidad de materiales utilizados en cada metro cuadrado de muro en aparejo de sogá.

Especificación	Unidad	Metrado
Longitud del ladrillo	m	0.232
Altura del ladrillo	m	0.090
Espesor de la junta horizontal	m	0.010
Espesor de la junta vertical	m	0.015
	Ladrillos de sogá	40.486

Especificación	Unidad	Metrado
Volumen del muro	m ³	0.125
Número de ladrillos	unidades	40.485
Volumen del ladrillo	m ³	0.003
	Mortero (m³ / m²)	0.019

De acuerdo a la proporción volumétrica del mortero utilizado: cemento-arena 1:4, se necesita 8.9 bolsas de cemento y 1 m³ de arena gruesa para preparar 1 m³ de mortero. Por tanto, la cantidad de cemento y arena que se necesita para el mortero es la siguiente:

$$\text{Cemento} = 0.17 \text{ bolsas / m}^2$$

$$\text{Arena gruesa} = 0.02 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

9.2 Mano de Obra

Los rendimientos que a continuación se indican, contemplan solo el asentado de las unidades de albañilería y la colocación de la malla electrosoldada empleada en el muro M2. No se consideró el costo de los confinamientos ni la cimentación, debido a que estos elementos fueron los mismos en ambos muros. Tampoco se consideró el costo del tarrajeo del muro M2, debido a que se supone que M1 también se tarrajea.

Para la construcción de la albañilería, se calculó las horas hombre (HH) empleadas en la ejecución de ambos muros, obteniéndose los siguientes rendimientos:

$$\text{Muro sin malla M1} = 12 \text{ m}^2 / \text{día}$$

$$\text{Muro con malla M2} = 9.8 \text{ m}^2 / \text{día}$$

9.3 Costos Unitarios

Empleando la información mostrada en los acápite 9.1 y 9.2, en las tablas 9.3 y 9.4 se muestra los costos unitarios obtenidos para los muros M1 y M2, respectivamente.

Tabla 9.3 Costo del muro sin malla M1 por m ²					
Rendimiento	12 m ² / día				
Descripción	Unidad	Metrado	P.U	Parcial	Total
Mano de Obra					
Operario	HH	0.67	12.23	8.15	11.47
Peon	HH	0.33	9.95	3.32	
Equipo y Herramientas					
Herramientas menores	% HH	5	11.23	0.56	0.56
Materiales					
Cemento Portland Tipo I	bls.	0.17	14.29	2.43	21.59
Arena Gruesa	m ³	0.02	33.61	0.67	
Ladrillo KK 18 huecos	und.	40	0.46	18.49	
Costo Soles / m²					33.62

Tabla 9.4 Costo del muro con malla M2 x m2.					
Rendimiento (m2/día)	9.8				
Descripción	Unidad	Metrado	P.U	Parcial	Total
Mano de Obra					
Operario	HH	0.82	12.23	9.98	14.04
Peon	HH	0.41	9.95	4.06	
Equipo y Herramientas					
Herramientas menores	%HH	5	11.23	0.56	0.56
Materiales					
Cemento Portland Tipo I	bls.	0.17	14.29	2.43	27.94
Arena Gruesa	m3	0.02	33.61	0.67	
Ladrillo KK 18 huecos	und.	40	0.46	18.49	
Alambre #8	kg.	10	0.32	3.22	
Perforaciones y taponado	m3.	0.013	47.90	0.62	
Malla Electro soldada	m2.	1	2.50	2.50	
Costo x m2 (S/.)					42.54

9.4 Análisis Costo-Beneficio

En las tablas 9.3 y 9.4 puede notarse que el costo del muro reforzado con malla electrosoldada (M2) es 21% mayor que el del muro tradicional M1; sin embargo, los beneficios estructurales que proporciona el empleo de la malla en brindar seguridad sísmica a la edificación, evitando la trituración de los ladrillos huecos, aumentando la resistencia máxima en 48% e incrementando la rigidez lateral en 65%, es mayor.

Capítulo 10 Conclusiones

Las conclusiones que se vierten en este trabajo se encuentran limitadas por la poca cantidad de especímenes ensayados; sin embargo, constituyen un indicio de la mejora sustancial que se obtuvo al reforzar con malla electrosoldada (muro M2) a un muro portante confinado que se había construido con ladrillos huecos (muro M1), prohibidos por la Norma E.070 (Ref.1), dado su pésimo comportamiento sísmico. Para un mejor entendimiento de estas conclusiones, debe remarcarse que ambos muros tuvieron las mismas características, con la excepción de que en ambas caras de M2 se adicionó la malla recubriéndola con mortero 1:4.

1. De acuerdo a la Norma E.070 (Ref.1), la unidad de albañilería empleada en este proyecto calificó como tipo V, pero con 46% de huecos. Este tipo de ladrillo sólo puede utilizarse en la construcción de muros portantes confinados cuando se demuestra que la albañilería se comporta elásticamente ante los sismos severos.
2. La albañilería simple hecha con ladrillos huecos y mortero 1:4, tuvo una resistencia a compresión axial $f'm = 78 \text{ kg/cm}^2$ y a corte puro $v'm = 7.2 \text{ kg/cm}^2$, mostrando en los ensayos de ambos casos la trituración de los ladrillos huecos.
3. En el ensayo del muro M1 (sin malla), pudo verificarse la razón por la cual en la Norma E.070 se prohíbe el uso de ladrillos huecos en la construcción de muros portantes confinados. La trituración de los ladrillos huecos ocurrió después de haberse formado las grietas diagonales, causando una gran degradación de la resistencia a fuerza cortante, problema que también fue notado en las Refs. 5 y 6.
4. La trituración de los ladrillos huecos fue mucho mayor cuando se sometió al muro M1 a un ensayo armónico ($f = 2 \text{ Hz}$), con un desplazamiento lateral (15mm) menor al máximo empleado en el ensayo estático previo (20mm), y la trituración hubiese sido aún en mayor grado si M1 hubiese estado sujeto a carga vertical.
5. El muro patrón M1 fue diseñado de acuerdo a las especificaciones de la Norma E.070 (exceptuando el uso de ladrillos huecos), y los errores en la predicción teórica de su rigidez lateral, carga de fisuración en tracción por flexión y carga de agrietamiento diagonal fueron pequeños: 22%, 8% y 16%, respectivamente.

6. El refuerzo adicional empleado en el muro M2 (malla electrosoldada recubierta con mortero), incrementó el grosor efectivo del muro en 48%. Esto hizo que se incremente la resistencia al corte, modificando el tipo de falla: de una falla por corte en M1 a una falla por flexión en M2.
7. El mayor espesor (48%) de M2 sobre M1 hizo que su rigidez lateral inicial, la carga asociada a la fisura de tracción por flexión, la resistencia al agrietamiento y la resistencia máxima sean 65%, 77%, 50% y 48%, respectivamente, mayores. Sin embargo, las resistencias unitarias de M2 y M1 fueron prácticamente las mismas; esto corrobora lo indicado en la Ref.1, donde se dice que el grosor del tarrajeo se considera en el cálculo del espesor efectivo de la albañilería, siempre y cuando éste se aplique sobre una malla debidamente conectada al muro, de otra forma, el tarrajeo podría desprenderse por las vibraciones que origina el sismo.
8. La resistencia máxima a flexión del muro M2 pudo ser precedida con 10% de error.
9. Las fisuras diagonales que se formaron en M2 (cuya falla fue por flexión), fueron muy finas al ser controladas por la malla electrosoldada, esto evitó la trituración de los ladrillos huecos, cumpliéndose así el objetivo principal del proyecto, problema que se atenuó medianamente cuando se usó solo refuerzo horizontal (Ref.5).
10. En ambos muros, la degradación de la resistencia máxima se inició a partir de la fase 8 del ensayo, para una deriva de 0.006, 20% mayor que la máxima deriva (0.005) permitida por la Ref.2. En el caso del muro M1 (falla por corte) la degradación de resistencia se debió a la trituración de los ladrillos huecos, mientras que en M2 (falla por flexión), se debió a la formación de una grieta vertical en la columna izquierda que hizo que su refuerzo vertical interno pierda adherencia. Lo último es menos grave que lo primero, dado que la albañilería triturada de M1 no podría soportar cargas verticales, mientras que la albañilería de M2 quedó con leves fisuras. En el capítulo 11 se presentan alternativas para controlar la grieta vertical que se produjo en la columna de M2.
11. El reforzamiento empleado en este proyecto, podría aplicarse en las edificaciones existentes hechas con ladrillos huecos, con baja densidad de muros. El costo se incrementaría en un 21%, pero los beneficios estructurales serían mucho mayores.

Capítulo 11 Línea Futura de Investigación

En este proyecto se alcanzaron metas importantes, como el control de la trituration de los ladrillos huecos mediante el empleo de la malla electrosoldada, pero también surgieron dudas que deberían ser aclaradas en el futuro, para lo cual se plantea lo siguiente:

- La fórmula especificada en la Norma E.070 (Ref.1) para determinar la resistencia al agrietamiento diagonal de los muros (V_m), depende de la resistencia a corte puro de los muretes ($v'm$). Como la resistencia $v'm$ se desconoce para el caso en que la albañilería esté reforzada con malla electrosoldada recubierta con mortero, se plantea determinarla mediante ensayos de compresión diagonal, donde se varíe tanto la malla como la calidad del mortero de tarrajeo. Lo propio podría hacerse para las pilas de albañilería reforzada, para determinar $f'm$.
- En el muro M2 (reforzado con la malla), la degradación de su resistencia máxima se produjo por la aparición de una grieta vertical en una de las columnas, que condujo a una pérdida de la adherencia del refuerzo vertical interno (cercano a la albañilería), por lo que sería adecuado, mediante un experimento de carga lateral cíclica, observar si envolviendo totalmente a la columna con la malla, podría controlarse la grieta mencionada, o también, prolongando el refuerzo horizontal de la malla soldándolo con el refuerzo vertical de la columna. Cabe indicar que en los tabiques de los edificios aporticados, con pequeños desplazamientos laterales el tabique se separa del pórtico (Fig.11.1); algo similar debió ocurrir en M2, aunque por tratarse de un muro confinado, la separación ocurrió en la etapa de grandes desplazamientos laterales (derivadas mayores que 0.005).

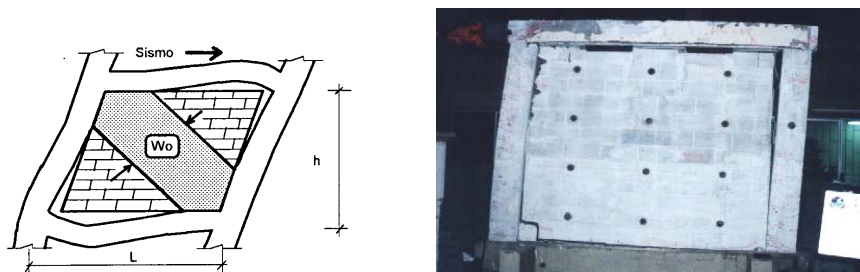


Figura 11.1 (Ref.8). Separación tabique-pórtico

BIBLIOGRAFÍA

- 1. Norma Técnica de Edificaciones E.070 “Albañilería”**
Reglamento Nacional de Edificaciones
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y SENCICO
Lima, 2006
- 2. Norma Técnica de Edificaciones E.030 “Diseño Sismorresistente”**
Reglamento Nacional de Edificaciones
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y SENCICO
Lima, 2006
- 3. Construcciones de Albañilería, Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural**
Ángel San Bartolomé
Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú
Lima, 1998
- 4. Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinación ladrillos de concreto y otro con ladrillo de arcilla**
Paola Diana Angles Pari
Asesor: Ángel San Bartolomé
Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil
Disponible en la Hemeroteca FACI-PUCP
Lima, 2008
- 5. Control de la trituración de los ladrillos huecos en muros de albañilería confinada sujetos a carga lateral cíclica**
Jonathan Gerardo Paredes Castro y David Jesús Caycho Pérez
Asesor: Ángel San Bartolomé
Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil
Disponible en la Hemeroteca FACI-PUCP
Lima, 2009

6. Comparación del comportamiento sísmico de un muro de albañilería confinada tradicional y otro caravista

Jose Eduardo Ordoñez Centeno

Asesor: Ángel San Bartolomé

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil

Disponible en la Hemeroteca FACI-PUCP

Lima, 2005

7. Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada

Catalina Pérez Rodríguez Larraín y Raúl Javier Delgado Ehni

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil

Disponible en la Hemeroteca FACI-PUCP

Lima, 2006

8. Investigaciones en Albañilería (*)

<http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>

Ángel San Bartolomé

Lima, 2007

- (*) Este blog contiene los artículos técnicos citados en las referencias 4, 5 y 6; el libro citado en la referencia 3; y, los comentarios a la Norma E.070, citada en la referencia 1.