

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

**“ESTUDIO DE UN NUEVO LADRILLO DE CONCRETO Y DE LA  
INFLUENCIA DE LA CAL EN EL MORTERO EN EL  
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS CONFINADOS”**

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

**Ana Victoria Agüero Orcon**  
**Melissa Adriana Fernández Concha**

**ASESOR: Angel San Bartolome**

Lima, marzo del 2011

## ÍNDICE

### Capítulo 1: INTRODUCCIÓN

1.1.- Descripción del Proyecto .....	1
1.2.- Objetivos del Proyecto .....	2
1.3.- Revisión Bibliográfica .....	2

### Capítulo 2: UNIDADES DE ALBAÑILERÍA

2.1.- Descripción de las Unidades de Albañilería .....	5
2.2.- Ensayos clasificatorios .....	6
2.2.1 Variabilidad Dimensional .....	6
2.2.2 Alabeo .....	9
2.2.3 Compresión Simple .....	10
2.3.- Ensayos no clasificatorios .....	13
2.3.1 Succión en cara lisa .....	13
2.3.2 Absorción .....	15
2.4.- Evaluación de Resultados .....	17
2.5.- Comparación entre unidades de concreto Tipo A y Tipo B .....	17

### Capítulo 3: PRISMAS DE ALBAÑILERÍA

3.1.- Pilas .....	19
3.1.1.- Procedimiento de Construcción .....	19
3.1.2.- Montaje e Instrumentación .....	20
3.1.3.- Cálculo de la Resistencia a Compresión Axial .....	21
3.2.- Muretes .....	28
3.2.1.- Procedimiento de Construcción .....	28
3.2.2.- Instrumentación y Montaje .....	29
3.2.3.- Cálculo de la Resistencia al Corte .....	30
3.3.- Evaluación de Resultados .....	36
3.4.- Comparación entre prismas de albañilería utilizando unidades .....	37
Tipo A y B con mortero cemento-arena	

## Capítulo 4: CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

4.1.- Características de los Muros .....	38
4.2.- Verificación Previa del Refuerzo .....	40
4.3.- Construcción de la Viga de Cimentación .....	42
4.4.- Construcción de la Albañilería .....	43
4.5.- Construcción de las Columnas .....	44
4.6.- Construcción de las Vigas Soleras .....	45

## Capítulo 5: ANÁLISIS TEÓRICO DE LOS MUROS

5.1.- Rigidez Lateral .....	47
5.2.- Fisuración en Tracción por Flexión .....	48
5.3.- Agrietamiento Diagonal Teórico .....	49
5.4.- Momento Flector Nominal Máximo .....	50
5.5.- Tipo de Falla Esperada .....	50

## Capítulo 6: ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA

6.1.- Descripción del Ensayo .....	52
6.2.- Montaje e Instrumentación .....	54
6.3.- Comportamiento de los Muros .....	55
6.4.- Revisión Visual Post Ensayo De Los Muros .....	63

## Capítulo 7: RESULTADOS NUMERICOS

7.1.- Diagrama de los Lazos Histeréticos y Envolvente Cortante	
Desplazamiento .....	66
7.2.- Envolvente del diagrama de Lazos Histeréticos .....	67
7.2.1.- Efectos de la cal en el mortero sobre la resistencia a corte .....	67
7.2.2.- Efectos del tipo de ladrillo de concreto sobre la resistencia .....	70
a corte	

## Capítulo 8: COMPARACIÓN DE RESULTADOS

8.1.- Rigidez lateral elástica K .....	72
8.2.- Calculo del modulo de corte .....	74
8.3.- Rotura diagonal .....	75
8.4.- Distorsión angular .....	76
8.5.- Fisuración de tracción por flexión .....	76
8.6.- Comportamiento del refuerzo vertical .....	76
8.7.- Carga máxima soportada .....	79
8.8.- Degradación de la rigidez .....	79
8.9.- Efectos del tipo de ladrillo .....	81

## Capítulo 9: CONCLUSIONES

9.1.- Unidades .....	83
9.2.- Prismas de albañilería .....	83
9.3.- Construcción de los muros .....	84
9.4.- Rigidez lateral (K) .....	84
9.5.- Resistencia a tracción por flexión ( $V_f$ ) .....	84
9.6.- Resistencia al agrietamiento diagonal ( $V_m$ ) .....	85
9.7.- Carga máxima .....	85
9.8.- Deriva máxima .....	85
9.9.- Resumen de conclusiones .....	86

<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	87
---------------------------	----

## RESUMEN

Esta investigación tiene como objetivo principal comparar el comportamiento sísmico de muros confinados hechos con un nuevo tipo de ladrillo de concreto vibrado (llamado tipo "B" en este proyecto), variando la calidad del mortero (con cal y sin cal). Además, utilizando la información de un proyecto previo, donde se usó otro tipo de ladrillo de concreto vibrado ("ladrillo original" o tipo "A") hecho por la misma fábrica, se analizó el efecto de la calidad del ladrillo sobre el comportamiento sísmico de los muros confinados.

Para ello se construyó a escala natural un muro confinado por cada tipo de mortero, con las mismas dimensiones y refuerzo de acero en los elementos de confinamiento. El ensayo consistió en aplicar a los muros una carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado.

Adicionalmente, se realizaron otras pruebas tales como: compresión, variación dimensional, alabeo, succión y absorción en ladrillos, y compresión axial y diagonal en prismas de albañilería, para analizar la influencia del mortero (con cal y sin cal) y el tipo de ladrillo (A y B).

De los ensayos realizados se pudo determinar que los dos tipos de ladrillos (A y B) son unidades sólidas y aptas para ser empleadas en la construcción de muros portantes confinados de acuerdo a la Norma E.070.

Por otro lado, se puede decir que ni la cal en el mortero ni el tipo de ladrillo afectaron significativamente la rigidez y la resistencia a fuerza cortante de los muros, por lo que es posible emplear mortero sin cal y cualquiera de los ladrillos analizados.

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

### “ESTUDIO DE UN NUEVO LADRILLO DE CONCRETO Y DE LA INFLUENCIA DE LA CAL EN EL MORTERO EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS CONFINADOS”

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

**Ana Victoria Agüero Orcon**  
**Melissa Adriana Fernández Concha**

**ASESOR: Angel San Bartolome**

Lima, marzo del 2011

## CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

### 1.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Conforme avanzamos en tecnología se van creando y modificando diversos materiales con el fin de mejorarlos u optimizar su uso y la única manera de comprobar lo indicado, es mediante experimentos de laboratorio.

Es así que una fábrica concretera local modificó la forma de sus ladrillos originales Tipo A (Fig.1.1, investigado en la Ref.1.3.1), disminuyendo la cantidad de ranuras y orientándolas en sentido inverso a los ladrillos originales, pero además, mientras que en las unidades KK1 las ranuras traspasaban al ladrillo, en los ladrillos nuevos Tipo B una de las caras de asentado se encuentra tapada. Puesto que estos ladrillos son muy utilizados en Lima y no se cuenta con información experimental para el diseño estructural, aparte que no consumen el suelo agrícola como los ladrillos de arcilla, se justificó la ejecución de este proyecto.



**Fig. 1.1 – Ladrillos de Concreto Vibrado.**

Adicionalmente, debido a que los ladrillos de concreto se asientan secos, en la Norma E.070 se especifica el uso de mortero con cal; sin embargo, en la actualidad es difícil adquirir la cal, ya que se utiliza como insumo en la fabricación de droga, por lo que es necesario determinar la influencia de la cal en el mortero sobre el comportamiento sísmico de los muros.

De esta manera, el proyecto consistió en la construcción de dos muros confinados a escala natural con ladrillos de concreto Tipo B (nueva forma de ladrillo): M - 1 con mortero de cemento-cal-arena (1: ½: 4) y M – 2 con mortero de cemento-arena (1:4), ambos especímenes se ensayaron a carga lateral cíclica.

También se construyeron 8 muretes de 60cm x 60cm y 8 pilas de 60cm de altura, utilizando ladrillos de concreto Tipo B, de igual manera que con los muros, la mitad de

los muretes y las pilas se asentaron con mortero cemento-cal-arena y la otra mitad con mortero cemento-arena. Los muretes fueron ensayados a compresión diagonal y las pilas a compresión axial.

Además se determinaron las propiedades de compresión, absorción, variación de dimensiones, succión y alabeo en las unidades de ladrillos de concreto Tipo B con el fin de compararlas con los valores especificados por el fabricante.

Los muros, muretes y pilas fueron construidos con la misma mano de obra, las mismas dimensiones y refuerzo (en el caso de los muros), con el fin de poder compararlos sin agregar otras diferencias más que el tipo de mortero.

Finalmente, se comparó el comportamiento sísmico de los muros de este proyecto con el ejecutado en la Ref. 1.3.1., hecho con ladrillo Tipo A (Fig. 1.1)

## 1.2.- OBJETIVOS DEL PROYECTO

Los objetivos de este proyecto son:

- Comparar experimentalmente el comportamiento sísmico de dos muros confinados hechos con ladrillos de concreto asentados con dos tipos de mortero, uno de cemento-arena y el otro de cemento-cal-arena.
- Determinar si el cambio de ladrillos Tipo A a Tipo B (Fig.1), afecta al comportamiento sísmico de los muros.
- Incorporar a la Norma E.070 los resultados que se obtengan en esta investigación.

## 1.3.- REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

**1.3.1.- Comparación del Comportamiento a Carga Lateral Cíclica de un Muro Confinado con Ladrillos de Concreto y otro con Ladrillos de Arcilla. Tesis de Paola Diana Angles Pari. Lima, 2008.**

En esta tesis se realizaron ensayos de carga lateral cíclica en dos muros con las





mismas características, diferenciándolos en el tipo de ladrillos. Un muro fue construido con ladrillo de concreto vibrado Tipo A (Fig. 1.1) y el otro con ladrillos de arcilla cocida.

De los ensayos se concluyó lo siguiente:

- La rigidez lateral elástica experimental del muro de ladrillos de concreto, con un valor de 19.87 ton/mm, fue mayor en 32% que la rigidez lateral del muro de ladrillos de arcilla. Esto se debió al mayor módulo de elasticidad que tuvo la albañilería de ladrillo de concreto.
- La resistencia a tracción por flexión experimental del muro de ladrillos de concreto, con un valor de 11.14 ton, fue mayor en 12% que la resistencia a tracción del muro de ladrillos de arcilla. Esto se debió al mayor módulo de elasticidad que tuvo la albañilería de ladrillo de concreto.
- La resistencia al agrietamiento diagonal experimental del muro de ladrillos de concreto, con un valor de 16.07 ton, fue menor en 7% que la resistencia al agrietamiento del muro de ladrillos de arcilla. Esto se debió a que mientras que la albañilería con ladrillos de concreto fallo escalonadamente a través de las juntas, la hecha con ladrillos de arcilla lo hizo cortando los ladrillos, lo propio ocurrió en los muretes.
- La carga máxima experimental soportada por el muro de ladrillos de concreto fue de 22.09 ton. Este valor fue similar a la carga máxima soportada por el muro de ladrillos de arcilla. Esto se debió a que ambos muros tuvieron el mismo refuerzo y las propiedades de la albañilería fueron casi iguales.

### **1.3.2.- Construcciones de Albañilería – Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural. Ángel San Bartolomé. Lima, 2001.**

Esta publicación muestra en resumen las características de los diferentes materiales utilizados en la albañilería así como el proceso constructivo y ensayos para los especímenes de albañilería ya sean muros a escala, pilas o muretes.

También hace referencia al trabajo experimental realizado por Italo Gonzales, donde demostró que con el uso de una conexión a ras y la adición de mechas de anclaje, puede lograrse una adherencia en la zona de contacto columna-albañilería similar a la que proporciona la conexión dentada.

Por lo tanto, para la construcción de los muros se usó la conexión a ras y la adición de mechas de anclaje con el fin de evitar la presencia de cangrejas y ladrillos



quebrados que generalmente se presenta en la conexión dentada.

### 1.3.3.- Norma Técnica E.070 – Albañilería. Resolución Ministerial N° 011-2006-VIVIENDA

Esta publicación establece *“los requisitos y las exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la inspección de las edificaciones de albañilería estructuradas principalmente por muros confinados y por muros armados”*.

De la norma, se concluyó lo siguiente:

- El asentado de ladrillos de concreto se realiza sobre una superficie limpia de polvo y sin agua libre, las caras de asentado de las unidades deben ser humedecidas con una brocha.
- La clasificación de los ladrillos es de acuerdo a la variación dimensional, alabeo y resistencia característica a compresión de las unidades.
- La resistencia a la compresión debe ser corregida por un coeficiente de acuerdo a la esbeltez del elemento a ensayado.
- El modulo de elasticidad para albañilería de unidades de concreto vibrado es  $E_m = 700 \text{ f.m.}$
- El módulo de corte para albañilería de todo tipo de unidades es  $G_m = 0.4 E_m$
- La rigidez lateral de un muro confinado se *“deberá evaluar transformando el concreto de sus columnas de confinamiento en área equivalente de albañilería, multiplicando su espesor real por la relación de módulos de elasticidad  $E_c/E_m$ ; el centroide de dicha área equivalente coincidirá con el de la columna de confinamiento”*.

## CAPÍTULO 2: UNIDADES DE ALBAÑILERÍA

### 2.1.- DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES DE ALBAÑILERÍA

Las unidades de albañilería de concreto tuvieron dimensiones modulares, fabricados con cemento Portland y agregados, éstos son los denominados Nuevo Ladrillo King Konkreto de la fábrica Unión de Concreteras (UNICON). Estos ladrillos de concreto son clasificados como clase IV, sólidos y aptos para ser empleados en la construcción de muros portantes, confinados y por supuesto, en no portantes, lo cual será investigado en este acápite.

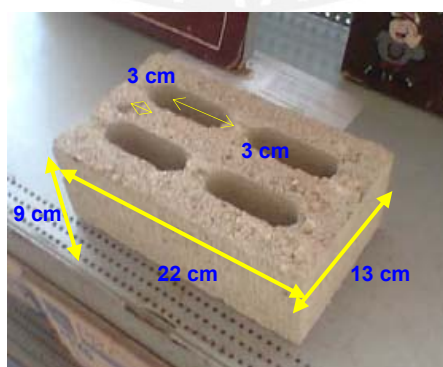
Las especificaciones técnicas proporcionadas por el fabricante se aprecian en la Tabla 2.1

**Tabla 2.1.- Características de los ladrillos de concreto dados por el fabricante**

Características	Valor
Tipo	King Konkreto
Porcentaje de huecos	25%
Dimensiones	22 x 13 x 9 cm
Peso	4.5 Kg
Resistencia característica a la Compresión	Mayor a 174 Kg/cm <sup>2</sup>

Una de las características de estos ladrillos y que es una de las principales diferencias con respecto a los ladrillos de concreto antiguos, consiste en que los nuevos ladrillos King Konkreto, presentan la cara de la base como una superficie plana, siendo ésta mas lisa que la cara superior ranurada.

Las dimensiones de las ranuras y su distribución se observan en la Fig. 2.1



**Fig. 2.1.- Nuevo Ladrillo King Konkreto (Tipo B)**

### 2.2 ENSAYOS CLASIFICATORIOS

Los ensayos clasificatorios son pruebas a las que se someten los ladrillos para poder limitar su aplicación en diseños estructurales.

La Norma Técnica E-070 establece que para lotes de hasta 50 millares, debe seleccionarse como mínimo 10 unidades de albañilería para realizar los ensayos y que estos resultados sean representativos. Para esta investigación solo fue necesario emplear 500 ladrillos, es por ello que los ensayos se realizaron con una muestra compuesta por 10 ladrillos.

### 2.2.1.- Variabilidad Dimensional

Este ensayo consistió en medir las dimensiones de la unidad, es decir el largo, ancho y alto a la mitad de la arista de cada cara, esto se hizo con la ayuda de una regla graduada al milímetro (Fig. 2.2). Para ello se limpiaron las caras del ladrillo, de tal modo de eliminar las partículas sueltas en la unidad.



**Fig. 2.2.- Prueba de variabilidad dimensional**

Para cada una de las dimensiones de las caras, se sacaron 4 medidas. El resultado de éstas se promedió, obteniéndose los valores mostrados en la tabla 2.2.

La variabilidad dimensional expresada en porcentaje, viene dada por la siguiente relación:

$$V = (ME - MP) / ME \times 100$$

Donde:

V = Variabilidad Dimensional (%)

ME = Medida especificada por el fabricante (mm)

MP = Medida Promedio (mm)

Es necesario ejecutar esta prueba, debido a que a mayor imperfección geométrica de las unidades, se requiere tener un mayor grosor de juntas, lo cual genera una reducción significativa de la resistencia a compresión y a fuerza cortante en la albañilería.



Tabla 2.2.- Variabilidad de dimensiones del ladrillo King Koncreto

Especimen Nº	Largo (mm)					Ancho (mm)					Altura (mm)				
	L1	L2	L3	L4	L0	A1	A2	A3	A4	A0	H1	H2	H3	H4	H0
1	221	220	220	220	220.25	130	130	130	131	130.25	92	92	92	92	92
2	220	220	220	220	220.00	130	131	130	131	130.5	93	92	92	92	92.25
3	221	221	220	220	220.50	130	131	130	130	130.25	92	92	92	92	92
4	220	220	220	220	220.00	130	130	129	130	129.75	91	91	91	91	91
5	220	221	220	220	220.25	130	131	131	131	130.75	91	91	90	91	90.75
6	219	219	219	219	219.00	130	130	129	130	129.75	92	92	91	91	91.5
7	220	220	221	220	220.25	130	130	131	130	130.25	91	91	92	92	91.5
8	220	220	220	219	219.75	131	130	130	129	130	91	92	91	91	91.25
9	220	220	221	220	220.25	130	130	130	130	130	91	92	92	92	91.75
10	221	220	219	220	220.00	130	130	130	129	129.75	90	90	91	90	90.25
				MP	220.03				MP	130.13				MP	91.43
				ME	220.00				ME	130.00				ME	90.00
				<b>V(largo)</b>	<b>-0.01%</b>				<b>V(ancho)</b>	<b>-0.10%</b>				<b>V(altura)</b>	<b>-1.58%</b>

Según los valores máximos permitidos por la Norma Peruana E 070 y los valores experimentales indicados en la Tabla 2.2, los nuevos ladrillos King Koncreto, serían del tipo Clase V.

Porcentajes máximos de la Norma E.070 para unidades clase V

Largo = +- 1%

Ancho = +- 2%

Alto = +- 3%

### 2.2.2.- Alabeo

El alabeo presente en las unidades que conforman un muro de albañilería, pueden causar que las juntas horizontales presenten vacíos en el ancho del muro, y esto conllevaría a una menor adherencia entre el mortero y el ladrillo, lo cual disminuirá la resistencia del muro.

En este ensayo, se busca comprobar cuan cóncavo o convexo es la unidad. Para ello se colocó una regla metálica en cada una de las caras del ladrillo, de tal forma que ésta vaya de una arista a otra opuesta diagonalmente (Fig. 2.3).

Luego se colocó una cuña graduada en la zona central y en los lados extremos, tal como se puede observar en la Fig.2.3.

Cuando fue necesario colocar la cuña en la zona central, fue porque el ladrillo presentaba forma cóncava, mientras que cuando a los extremos se tenía una luz entre la regla y la unidad, la cara de la unidad ensayada tenía forma convexa.



**Fig. 2.3.- Ensayo de alabeo**

Los resultados de la prueba de alabeo aparecen en la Tabla 2.3. Estos resultados son menores al especificado por la Norma E.070 para unidades clase V (2mm), por lo que de acuerdo a la prueba de alabeo, la unidad clasifica como Clase V.

**Tabla 2.3. - Alabeo de ladrillos King Koncreto**

Especimen Nº	Cara A		Cara B	
	Cóncavo	Convexo	Cóncavo	Convexo
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0
3	0	0	0	0
4	0	0	0	0
5	0	0.5	0	0
6	0	1	0	0
7	0	0	0	0
8	0	0	0	0
9	0	0	0	0
10	0	1	0	1
<b>PROMEDIO</b>	<b>Cóncavo</b>	<b>0 mm</b>		
	<b>Convexo</b>	<b>1 mm</b>		

### 2.2.3.- Compresión Simple

Para la realización de este ensayo se utilizaron unidades secas y limpias. A éstas se les colocó, tanto en la parte superior como inferior un capping de azufre, para uniformizar las superficies de contacto con el cabezal por donde se transmite la carga y la base donde se apoya el ladrillo (Fig. 2.4).



**Fig. 2.4.- Ensayo de Compresión Simple**

La resistencia a la compresión ( $f_b$ ) se determina de la siguiente manera:

$$f_b = P_m / A_b$$



Donde:

$f_b$  = Resistencia a la compresión de la unidad de albañilería ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )

$P_m$  = Carga máxima de rotura (Kg)

$A_b$  = Área bruta de la unidad de albañilería ( $\text{cm}^2$ )

Mientras que la resistencia a la compresión característica ( $f'_b$ ) se obtiene:

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

Donde:

$f'_b$  = Resistencia característica a la comp. de la unidad de albañilería ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )

$f_b$  = Resistencia a la compresión de la unidad de albañilería ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )

$\sigma$  = Desviación estándar

La prueba de compresión se realizó a una velocidad de desplazamiento entre cabezales de la máquina universal de 1.27mm/min.

Los resultados del ensayo los podemos apreciar en la tabla 2.4





Tabla 2.4.- Compresión simple de ladrillos King Koncreto

Especimen N°	Largo (mm)		Ancho (mm)		Espesor (mm)		Carga Máxima		Área prom (cm <sup>2</sup> )	Comp. Simple (fb)	
	L1	L2	A1	A2	E1	E2	(kN)	(ton)		Kg/cm <sup>2</sup>	Mpa
1	221	221	130	131	92	92	329.36	33.574	288.4	116.41	11.42
2	220	221	130	130	91	91	485.73	49.514	286.7	172.73	16.95
3	219	219	130	130	92	92	336.86	34.338	284.7	120.61	11.83
4	220	220	130	130	91	91	399.58	40.732	286.0	142.42	13.97
5	220	220	131	130	91	92	453.79	46.258	287.1	161.12	15.81
6	220	220	130	130	91	92	411.92	41.99	286.0	146.82	14.40
7	221	220	130	130	90	90	317.29	32.344	286.7	112.83	11.07
									fb	138.99	13.64
									$\sigma$	21.49	2.11
									<b>f'b</b>	<b>117.50</b>	<b>11.53</b>
									Dispersión	<b>15%</b>	

Si comparamos la resistencia característica a la compresión ( $118 \text{ Kg/cm}^2$ ) con la especificada por el fabricante ( $f'b > 174 \text{ Kg/cm}^2$ ) notamos una diferencia de aproximadamente 32%. De acuerdo a la Norma E 070, para esta propiedad el ladrillo clasifica como de Clase III (resistencia mayor que  $95 \text{ Kg/cm}^2$  y menor que  $130 \text{ Kg/cm}^2$ ).

### 2.3.- ENSAYOS NO CLASIFICATORIOS

Son ensayos que no sirven para clasificar a las unidades de albañilería, pero que si son útiles para definir el procedimiento constructivo de los muros de albañilería.

#### 2.3.1.- Succión

Los especímenes fueron puestos en el horno (Fig. 2.5) a una temperatura de  $110^\circ\text{C}$ , y luego de 24 horas, se retiraron para obtener el peso seco (en distintos instantes hasta que no hubiera variaciones). Esto permitió hallar la humedad natural de los ladrillos (Tabla 2.5), que como máximo es 12% de acuerdo a lo indicado por la Norma E.070 para unidades de concreto.

Una vez obtenido estos pesos, se colocaron las unidades una por una en una bandeja con un fluido constante de agua durante un minuto (Fig. 2.6), de tal modo que la cara de asiento esté en contacto con una película de agua de 3mm de espesor, con el fin de ir llenando los vacíos del ladrillo. Una vez transcurrido el minuto, los especímenes se pesaron nuevamente.



Fig. 2.5.- Unidades de concreto dentro del horno a  $110^\circ\text{C}$



**Fig. 2.6.- Ensayo de Succión**

La succión se obtuvo de la siguiente relación expresada en gramos por minuto para un área normalizada de 200 cm<sup>2</sup>:

$$S = 200 \times (P_{suc} - P_{sec}) / A_b$$

Donde:

S = Succión (gr)

P<sub>suc</sub> = Peso sumergido de la unidad albañilería (gr)

P<sub>sec</sub> = Peso seco de la unidad de albañilería (gr)

A<sub>b</sub> = Área bruta de la unidad de albañilería (cm<sup>2</sup>)

En las tablas 2.5 y 2.6 se pueden apreciar los valores obtenidos.

**Tabla 2.5.- Datos obtenidos en laboratorio para hallar la succión y la humedad de los ladrillos King Koncreto**

Especimen N°	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Peso (gr.)		Humedad Natural (%)
				Inicial	Final	
1	220	130	92	4665.1	4567.9	2.12
2	220	130	92	4850.1	4704.3	3.10
3	220	130	92	4746.2	4622.6	2.67
4	220	131	92	4785.9	4659.9	2.70
5	220	130	91	4575.6	4496.0	1.77
6	220	130	92	4645.7	4555.3	1.98
7	220	130	92	4774.6	4674.1	2.15
8	220	130	92	4865.4	4795.1	1.47
9	220	130	92	4681.3	4578.3	2.25
10	221	131	92	4674.4	4545.5	2.84
						Promedio = 2.31

**Tabla 2.6.- Succión de ladrillos King Koncreto**

Espécimen N°	Psec (gr.)	Psuc (gr.)	Largo (mm)	Ancho (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Succión (gr.)
1	4567.9	4673.2	220	130	286.0	73.6
2	4704.3	4782.1	220	130	286.0	54.4
3	4622.6	4719.0	220	130	286.0	67.4
4	4659.9	4728.2	220	131	288.2	47.4
5	4496.0	4585.3	220	130	286.0	62.4
6	4555.3	4631.4	220	130	286.0	53.2
7	4674.1	4749.7	220	130	286.0	52.9
8	4795.1	4862.3	220	130	286.0	47.0
9	4578.3	4655.2	220	130	286.0	53.8
10	4545.5	4606.1	221	131	289.5	41.9
Promedio =						55.4

Según la Norma E.070, los valores de succión se deben encontrar dentro del rango de los 10 y 20 gramos/200 cm<sup>2</sup>-min.

El valor de la succión obtenido es mayor al especificado por la Norma, lo cual se debe por la porosidad que presentan las unidades de concreto, debido a estos resultados sería necesario humedecer las unidades antes de asentarlas con el fin de que estas no absorban el agua de la mezcla del mortero, sin embargo, esto no es posible hacerlo para las unidades de concreto ya que ésta se expandiría para luego contraerse al secarse, lo que podría generar fisuras, por lo que las unidades se asentaron secas.

### 2.3.3.- Absorción

Al igual que para el ensayo de succión, las unidades fueron secadas en un horno previamente.

Luego los especímenes se dejaron al aire libre por 4 horas, para que estos se enfriaran y una vez así, se introdujeron en un recipiente con agua destilada (Fig. 2.7) por 24 horas, para luego pesarlos.



**Fig. 2.7.- Unidades de concreto en balde con agua destilada**

En la tabla 2.7, se puede apreciar los resultados del ensayo de absorción, obtenidos mediante la siguiente expresión:

$$A = (P_{sat} - P_{sec}) / P_{sec} \times 100$$

Donde:

A = Absorción (%)

P<sub>sat</sub> = Peso saturado de la unidad de albañilería (gr)

P<sub>sec</sub> = Peso seco de la unidad de albañilería (gr)

**Tabla 2.7.- Absorción de ladrillos King Koncreto**

Espécimen N°	P natural (gr.)	Psec (gr.)	Psat (gr.)	Absorción (%)
1	4669.1	4569.9	4821.24	5.5%
2	4709.4	4589.2	4850.78	5.7%
3	4824.6	4664.6	4897.83	5%
4	4816.3	4675.2	4960.39	6.1%
5	4735.9	4592.2	4867.73	6%
6	4662.5	4530.6	4779.78	5.5%
7	4816.4	4654.0	4923.93	5.8%
8	4805.3	4656.8	4945.52	6.2%
9	4716.6	4612.5	4875.41	5.7%
10	4732.4	4637.6	4915.86	6%
				<b>6%</b>

De acuerdo a la tabla 2.7, la unidad cumple con tener una absorción menor que el 12% especificado como máximo para las unidades de concreto, según la Norma E070.

Ladrillo de concreto = 6% < 12% OK

## 2.4.- EVALUACION DE RESULTADOS

De acuerdo a la Norma E 070 y a los resultados obtenidos en la variabilidad dimensional, alabeo y compresión, se concluye que el ladrillo de concreto, es Clase III.

Las unidades muestran una alta succión, por encima de los valores especificados por la Norma E 070, sin embargo, no se les puede regar ya que estas unidades son muy susceptibles a cambios volumétricos. Por lo que en el proceso de asentado se humedecieron las caras de asiento con una brocha.

Las unidades de concreto tuvieron una absorción (6%) menor que el 12% especificada como máximo para estas unidades, por la Norma E.070.

De esta manera se concluye que las unidades son aptas para su utilización en la construcción de muros portantes continuos.

## 2.5 .- COMPARACION ENTRE UNIDADES DE CONCRETO TIPO A Y B

En la tabla 2.8, podremos apreciar que el porcentaje de vacíos de las unidades de concreto del nuevo tipo es menor, lo cual nos lleva a presentar una resistencia característica de compresión mayor al bloque antiguo. De esto podemos concluir que como se tiene menor área libre, por los huecos ingresa mayor cantidad de mortero, lo cual lleva a concluir que el mortero no genera una mayor resistencia a la compresión, pero si al corte, tal como lo podemos apreciar en la tabla 2.9



**Tabla 2.8.- Comparación de características físicas**

Características físicas	Unidades de Concreto	
	TIPO A	TIPO B
% Huecos	29	25
Dimensiones (cm)	24.2 X 13 X 8.9	22 X 13 X 9
Peso (kg)	4.36	4.5
F'b (kg/cm <sup>2</sup> )	150	> 174
Ranuras	Ambas caras	Cara superior

**Tabla 2.9.- Comparación de resultados de ensayos**

Resultado de ensayos			Unidades de Concreto	
			TIPO A	TIPO B
Clasificatorios	Variabilidad (%)	Longitud	-0.09	-0.01
		Ancho	0.01	-0.1
		Alto	0.4	-1.58
	Alabeo (mm)	Concavo	0	0
		Convexo	0	1
F'b (kg/cm <sup>2</sup> )		150	118	
No Clasif.	Succión (gr/200 cm <sup>2</sup> –min)		12	55.4
	Absorción (%)		6	6

## CAPÍTULO 3: PRISMAS DE ALBAÑILERÍA

Con el fin de encontrar experimentalmente la resistencia a compresión axial y a compresión diagonal, se construyeron prismas de albañilería simple con determinadas características.

Para el ensayo de carga axial se construyeron las denominadas pilas y para el ensayo de compresión diagonal se utilizaron muretes cuadrados.

### 3.1.- PILAS

Las pilas son elementos de albañilería simple caracterizados por el asentado de los ladrillos uno encima de otro, de tal manera que la esbeltez sea del orden de  $h/b = 5$ .

#### 3.1.1.- Procedimiento de Construcción

Se construyeron 8 pilas de ladrillos de concreto, las cuales se diferenciaron de la siguiente manera:

- Pilas 1, 2, 3 y 4 con mortero cemento-cal-arena 1:½:4.
- Pilas 5, 6, 7 y 8 con mortero cemento-arena 1:4.

Los ladrillos de concreto fueron humedecidos con brocha en la cara de asiento y se utilizó juntas de 1cm de espesor. Las pilas estuvieron conformadas por 6 hiladas de ladrillos ( $h = 60$  cm), con lo que la esbeltez promedio fue 4.70

Para evitar errores por excentricidad de la carga en los ensayos de compresión axial, se controló la verticalidad de las pilas mediante una plomada, así también, se controló el grosor de las juntas con un escantillón.



**Fig. 3.1 - Pilas de ladrillos de concreto.**



Posteriormente se colocó el capping de yeso - cemento en ambos extremos de los especímenes para uniformizar el área de contacto en la zona de aplicación de la carga.



**Fig. 3.2 - Colocación de capping en pilas de ladrillos de concreto**

Los ensayos de compresión axial se realizaron cuando los especímenes cumplieron 28 días de edad.

### 3.1.2.- Montaje e Instrumentación

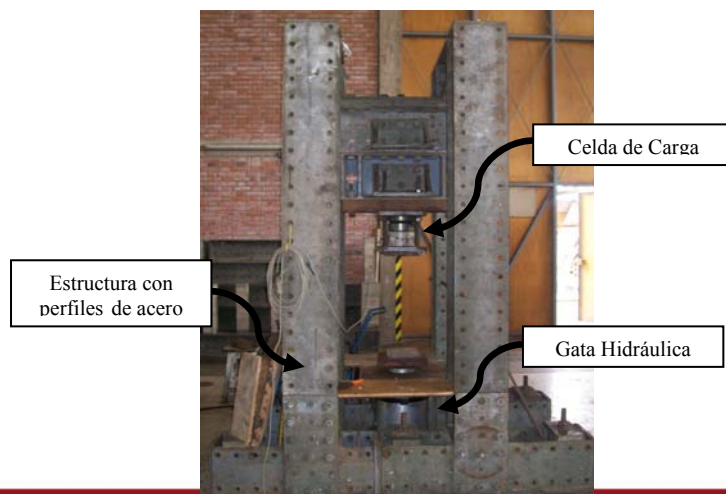
Para iniciar los ensayos, previamente tuvo que trasladarse los especímenes a la zona de trabajo y de ahí transportarlos hasta el dispositivo de ensayo (Fig. 3.3).



**Fig. 3.3 – Pilas trasladadas a una zona cercana a la realización del ensayo.**

Para el ensayo se armó una estructura con perfiles de acero, de la cual se suspendió la celda de carga y en la parte baja se colocó la gata hidráulica de 200 ton como se puede apreciar en la Fig. 3.4.

**Fig. 3.4 - Estructura con perfiles de acero, celda de carga y gata hidráulica.**



La velocidad del ensayo fue de 5 ton/min y la presión se ejerció a través de una bomba hidráulica eléctrica de 600 BAR de capacidad (Fig. 3.5), de esta manera la celda de carga envía en voltaje la presión recibida por la pila a una caja de registro, la cual envía la señal a una computadora (Fig. 3.6) y por medio del programa LABVIEW se pudo transformar este voltaje en toneladas.



**Fig. 3.5 - Bomba Hidráulica Eléctrica**

**Fig. 3.6 - Caja de Registro de Voltajes y computadora**

Caja de Registro de Voltaje



### 3.1.3 Cálculo de la Resistencia a Compresión Axial

Se registró la carga máxima soportada por cada pila y la resistencia se calculó de la siguiente manera:

$$f_m = P_{max} / A_b$$

Donde:

$f_m$  = Resistencia a compresión axial ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$P_{max}$  = Carga máxima que resiste la pila (kg)

$A_b$  = Área bruta transversal a la fuerza ( $\text{cm}^2$ )

Se tuvo que corregir la esbeltez de la pila por un factor. Este factor se obtiene de la Tabla 3.1 que proporciona la Norma E.070.

**Tabla 3.1- Factores de corrección según la Norma E.070**

Factores de corrección de $f_m$ por esbeltez						
Esbeltez	2	2.5	3	4	4.5	5
Factor	0.73	0.8	0.91	0.95	0.98	1

La resistencia característica se calculó con la siguiente expresión:

$$f'_m = f_m - \sigma$$

Donde:

$f_m$  = Resistencia promedio a compresión ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$f'_m$  = Resistencia característica a compresión ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\sigma$  = Desviación estándar

Las pilas 1, 2, 3 y 4, en las cuales se usó el mortero de cemento, cal y arena presentaron fallas por aplastamiento del ladrillo, en algunos casos hubo desprendimiento parcial del ladrillo como se observa en las Figs. 3.7 a 3.10. En la Tabla 3.2 se presenta los resultados correspondientes a esta serie de pilas.



**Fig. 3.7 - Falla de la Pila 01**



Fig. 3.8 - Falla de la Pila 02



Fig. 3.9 - Falla de la Pila 03



Fig. 3.10 - Falla de la Pila 04

**Tabla 3.2 – Resistencia a Compresión Axial de Pilas de Ladrillos de Concreto con Mortero Cemento : Cal : Arena (1:1/2:4)**

Nº de Pila	DIMENSIONES			CARGA (ton)	Esbeltez (h/t)	Área (cm <sup>2</sup> )	f <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
	l (mm)	t (mm)	h (mm)				
1	225	130	620	39.27	4.77	292.50	134.26
2	220	132	621	34.92	4.70	290.40	120.25
3	225	132	619	40.13	4.69	297.00	135.12
4	222	131	621	40.01	4.74	290.82	137.58

F<sub>m</sub>

σ

f'm

Dispersión de resultados



Las pilas 5, 6, 7 y 8, en las cuales se usó el mortero de cemento y arena, presentaron fallas verticales, lo cual se produce cuando el mortero trata de expandirse lateralmente como se puede ver en las Figs. 3.11 a 3.14. En la Tabla 3.3 se presenta los resultados correspondientes a esta serie de pilas.



Fig. 3.11 - Falla de la Pila 05



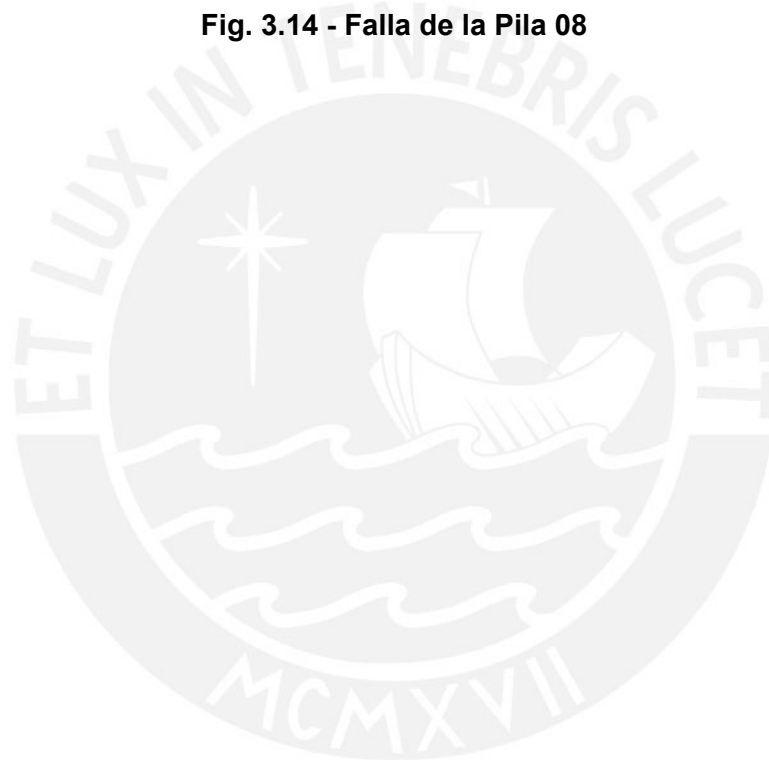
Fig. 3.12 - Falla de la Pila 06



Fig. 3.13 - Falla de la Pila 07



Fig. 3.14 - Falla de la Pila 08



**Tabla 3.3 – Resistencia a Compresión Axial de Pilas de Ladrillos de Concreto con Mortero Cemento : Arena (1:4)**

Nº de Pila	DIMENSIONES			CARGA (ton)	Esbeltez (h/t)	Área (cm <sup>2</sup> )	f <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
	l (mm)	t (mm)	h (mm)				
5	224	132	615	34.62	4.66	295.68	117.09
6	223	132	613	39.62	4.64	294.36	134.60
7	223	131	610	34.40	4.66	292.13	117.76
8	221	131	620	36.69	4.73	289.51	126.73

f<sub>m</sub>

σ

f'm

Dispersión de resultados





### 3.2.- MURETES

Los muretes son especímenes de albañilería simple, que suelen ser de forma cuadrada, en este caso son de 60 cm x 60 cm que vendría a ser lo estándar, de acuerdo a la Norma E.070

#### 3.2.1 Procedimiento de Construcción

Se construyeron 8 muretes de ladrillos de concreto, los cuales se diferenciaron de la siguiente manera:

- Murete 1, 2, 3 y 4 con mortero cemento-cal-arena 1:½:4.
- Murete 5, 6, 7 y 8 con mortero cemento-arena 1:4.

Los ladrillos de concreto fueron humedecidos con brocha en la cara del asentado y se utilizó juntas de 1cm de espesor. Los muretes están conformados por 6 hiladas de ladrillos en aparejo de soga (Fig. 3.15)

Para la construcción de estos especímenes se controló con un escantillón el grosor de las juntas horizontales, mientras que la verticalidad se controló con una plomada.



**Fig. 3.15 - Muretes de ladrillos de concreto.**

Posteriormente se colocó el capping (Fig. 3.16) en las dos esquinas opuestas diagonalmente para uniformizar el área de contacto para la aplicación de la carga.



**Fig. 3.16 - Colocación de capping en muretes de ladrillos de concreto**

Los ensayos de compresión diagonal se realizaron cuando los especímenes cumplieron 28 días de edad.

### 3.2.2.- Instrumentación y Montaje

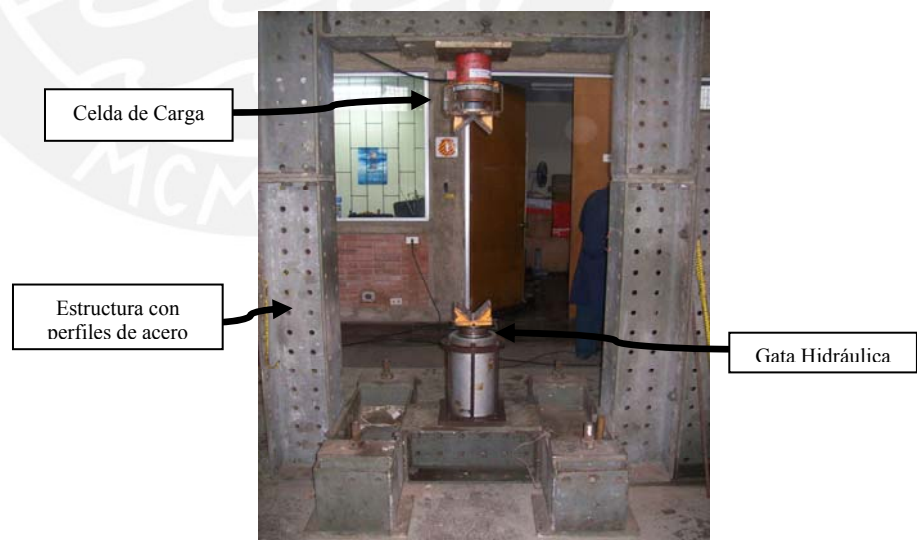
Para iniciar los ensayos, tuvo que trasladarse los especímenes a la zona de trabajo y de ahí transportarlos hasta el dispositivo de ensayo usando el puente grúa y un dispositivo mecánico rotatorio (Fig. 3.17)



**Fig. 3.17 – Traslado de muretes de ladrillos de concreto.**

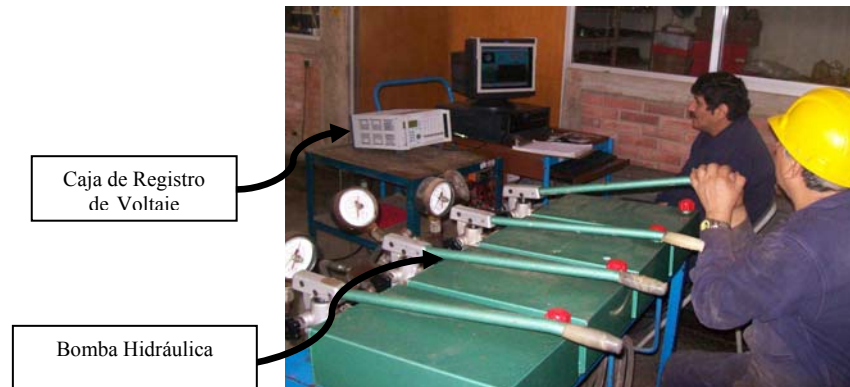
Para el ensayo se armó una estructura con perfiles de acero de la cual se suspendió la celda de carga de 50 ton de capacidad y en la parte baja se colocó la gata hidráulica de 60 ton, como se puede apreciar en la Fig. 3.18.

**Fig. 3.18 - Estructura con perfiles de acero, celda de carga y gata hidráulica.**



La velocidad del ensayo fue de 1 ton/min y la presión se ejerció a través de la gata hidráulica (Fig. 3.19), de esta manera la celda de carga envía en voltaje la presión

recibida por el murete a una caja de registro, la cual envía la señal a una computadora y por medio del programa LABVIEW se pudo transformar este voltaje en toneladas.



**Fig. 3.19 – Caja de registro de voltaje y dispositivo para ejercer presión.**

### 3.2.4.- Cálculo de la Resistencia al Corte

Se registró la carga máxima soportada por cada murete y la resistencia se calculó de la siguiente manera:

$$v_m = P_{max} / A_d$$

Donde:

$v_m$  = Resistencia al corte ( $kg/cm^2$ )

$P_{max}$  = Máxima Fuerza que resiste el murete (kg)

$A_d$  = Área diagonal (diagonal del murete x espesor) en  $cm^2$

La resistencia característica se calculó con la siguiente expresión:

$$v'_m = v_m - \sigma$$

Donde:

$v_m$  = Resistencia promedio al corte ( $kg/cm^2$ )

$v'_m$  = Resistencia característica al corte ( $kg/cm^2$ )

$\sigma$  = Desviación estándar

Los muretes 1, 2, 3 y 4, en las cuales se usó el mortero de cemento, cal y arena presentaron fallas escalonadas, en algunos casos hubo desprendimiento de ladrillo como se puede ver en las Figs. 3.20 a 3.23. Los resultados correspondientes a esta serie de muretes aparecen en la Tabla 3.4



**Fig. 3.20 - Falla del Murete 01**



**Fig. 3.21 - Falla del Murete 02**



**Fig. 3.22 - Falla del Murete 03**



**Fig. 3.23 - Falla del Murete 04**



**Tabla 3.4 – Resistencia al Corte de Muretes de Ladrillos de Concreto con Mortero  
Cemento : Cal : Arena (1:1/2:4)**

Nº	DIMENSIONES			DIMENSIONES CON CAPPING			CARGA (kN)	CARGA (kN)
	t (mm)	h (mm)	l (mm)	h (mm)	l (mm)	diagonal (mm)		
1	130	595	600	617	622	876	140.295	14.30
2	130	600	600	622	622	880	116.319	11.80
3	130	600	600	622	622	880	96.147	9.80
4	130	600	595	622	617	876	92.842	9.46

vm

σ

v'm

Dispersión de resultados



Los muretes 5, 6, 7 y 8, en las cuales se usó mortero de cemento y arena, presentaron fallas escalonadas, en algunos casos hubo desprendimiento de ladrillo como se puede ver en las Figs. 3.24 a 3.27. Los resultados correspondientes a esta serie de muretes aparecen en la Tabla 3.5



Fig. 3.24 - Falla del Murete 05



Fig. 3.25 - Falla del Murete 06



Fig. 3.26 - Falla del Murete 07



Fig. 3.27 - Falla del Murete 08





**Tabla 3.5 – Resistencia al Corte de Muretes de Ladrillos de Concreto con Mortero Cemento : Arena (1:4)**

Nº	DIMENSIONES			DIMENSIONES CON CAPPING			CARGA (kN)	CARGA (ton)	Área (cm <sup>2</sup> )	vm (kg/cm <sup>2</sup> )
	t (mm)	h (mm)	l (mm)	h (mm)	l (mm)	diagonal (mm)				
5	130	600	600	622	622	880	93.457	9.53	1143.53	8.33
6	130	595	602	617	624	878	111.846	11.40	1140.79	9.99
7	130	600	600	622	622	880	111.347	11.35	1143.53	9.93
8	130	590	600	612	622	873	112.879	11.51	1134.38	10.14

vm	9.60	Kg/cm <sup>2</sup>
σ	0.85	Kg/cm <sup>2</sup>
v'm	8.75	Kg/cm <sup>2</sup>
Dispersión de resultados	8.8	%



### 3.3.- Evaluación de los resultados

De los ensayos podemos concluir lo siguiente:

- En lo que respecta a la Resistencia a la Compresión Axial de pilas, se obtiene que las pilas construidas con mortero con cal ( $f'm = 122 \text{ kg/cm}^2$ ) tienen una resistencia ligeramente mayor a las que no tienen cal ( $f'm = 115 \text{ kg/cm}^2$ ), esta diferencia es de aproximadamente 8%
- Las fallas presentadas en las pilas depende del tipo de mortero, de esta manera para las pilas que tienen mortero con cal, la falla predominante fue la producida por aplastamiento presentadas principalmente en las aristas de los ladrillos y en las zonas superior e inferior, sin embargo, las pilas con mortero sin cal presentaron fallas verticales en la zona central de las caras de los ladrillos.
- En lo que respecta a la Resistencia al Corte en muretes, se obtiene que los muretes construidos con mortero sin cal ( $v'm = 8.75 \text{ kg/cm}^2$ ) tienen una resistencia ligeramente mayor a los que tienen cal en el mortero ( $v'm = 8.00 \text{ kg/cm}^2$ ), esta diferencia es de aproximadamente 9%
- Las fallas presentadas en los muretes con ambos tipos de mortero fueron las esperadas, fallas escalonadas a través de las juntas. Solo en algunos casos, y sobre todo en las esquinas en donde se apoyaban los cabezales, hubo desprendimiento de ladrillos.
- De acuerdo a la Norma E.070, la resistencia a corte puro ( $v'm$ ) no debe ser mayor que  $\sqrt{f'm}$ , en  $\text{kg/cm}^2$ ; en este caso, ningún valor de  $v'm$  excedió a  $\sqrt{f'm}$  (Tabla 3.6), por lo que la resistencia de diseño es  $v'm$ .
- Por otro, puesto que no hubo diferencias significativas (menor de 10%) entre usar cal o prescindir de ella en el mortero, podría eliminarse el uso de la cal.


**Tabla 3.6.- Análisis de Resistencia al Corte**

Tipo de Mortero	v'm ensayo	f'm ensayo	$\sqrt{f'm}$	v'm diseño
	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
Cemento : Cal : Arena	8.00	122	11.09	8.00
Cemento : Arena	8.75	115	10.68	8.75

### 3.4 .- COMPARACION ENTRE PRISMAS DE ALBAÑILERIA UTILIZANDO UNIDADES DE CONCRETO TIPO A Y B CON MORTERO CEMENTO : ARENA

Si evaluamos los resultados para ambos ensayos de muros, considerando unidades de ladrillo bloque antiguo y bloque nuevo, podemos concluir que según las características presentadas en el bloque tipo I, los muros construidos con estas unidades tendrán una mayor resistencia axial y al corte, ver tabla 3.7.

**Tabla 3.7.- Comparación de resistencias**

PRISMAS DE ALBAÑILERIA	Unidades Tipo A	Unidades Tipo B
Resistencia axial (F'm)	136 kg/cm <sup>2</sup>	115 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia al corte (V'm)	9.39 kg/cm <sup>2</sup>	8.75 kg/cm <sup>2</sup>

## CAPITULO 4: CONSTRUCCION DE LOS MUROS

### 4.1.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MUROS

Se construyeron 2 muros a escala natural, en ambos casos las dimensiones y características del refuerzo de acero fueron las mismas. La diferencia estuvo en que en uno de ellos se utilizó mortero con cal (M1), mientras que en el otro se usó mortero sin cal (M2).

En la Fig. 4.1, se puede apreciar las dimensiones y configuración de los muros.

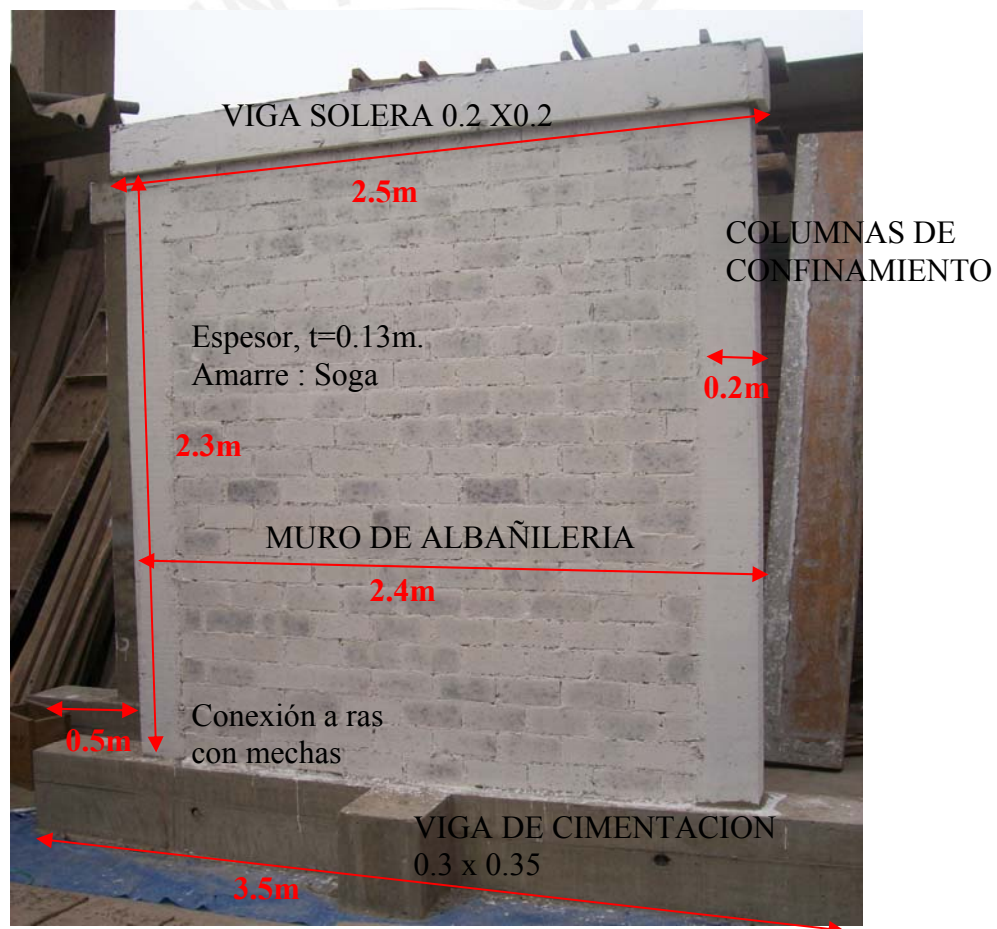
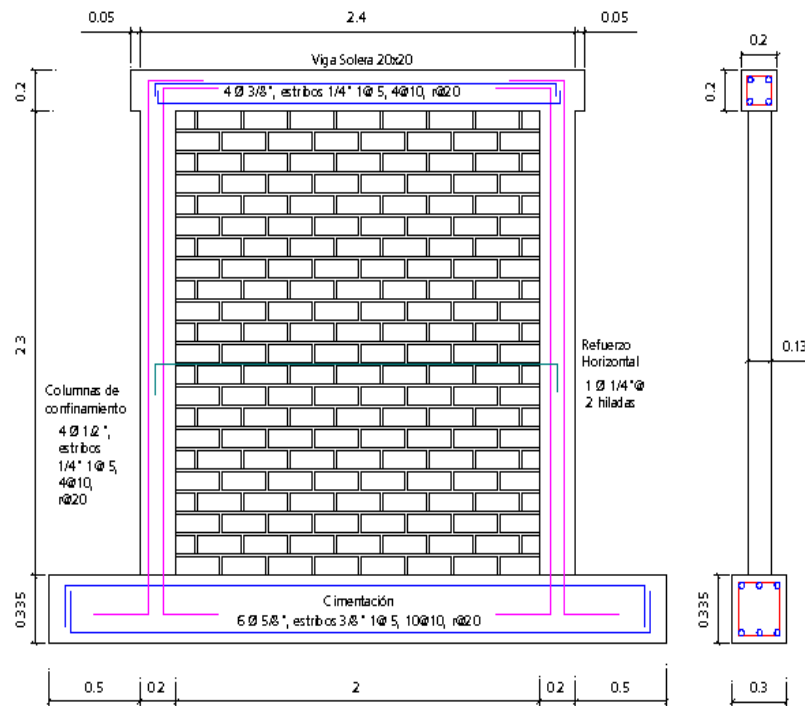


Fig. 4.1.- Dimensiones de los Muros de albañilería

En la figura 4.2, aparece el refuerzo de ambos muros.

La geometría y el refuerzo utilizado, fueron los mismos a los empleados en la tesis de Paola Angles (Ref. 1.3.1).

Con fines comparativos, lo único que se cambió entre la Ref. 1.3.1 y este proyecto fue el tipo de ladrillo de concreto vibrado.



**Fig. 4.2.- Refuerzo utilizado**

### Refuerzo de acero

- Viga de cimentación : 6Ø5/8", estribos 3/8" 1@5, 10@10, resto @20 cm.  
 Columnas de confinamiento : 4Ø1/2", estribos 1/4" 1@5, 4@10, resto @20 cm.  
 Viga solera : 4Ø3/8", estribos 1/4" 1@5, 4@10, resto @20 cm.  
 Muro de albañilería : cada 2 hiladas 1 chicote de Ø1/4" embebido en el muro 40 cm. y embebido en la columna 15 cm., gancho a 90° con 10 cm. de largo.  
 Albañilería / Columnas : Conexión a ras

Los estribos utilizados en las vigas tuvieron ganchos a 135°, mientras que en las columnas, a fin de evitar formación de cangrejas por congestión de refuerzo, se utilizaron estribos de 1, ¾ de vuelta, tal como se muestra en la Fig. 4.3



**Fig. 4.3.- Estribos para refuerzo de vigas y columnas**

Resistencia nominal del concreto

Viga de cimentación	: 210 Kg/cm <sup>2</sup>
Columnas	: 175 Kg/cm <sup>2</sup>
Viga solera	: 175 Kg/cm <sup>2</sup>

Mortero

En ladrillos de concreto sin cal	: 1:4 (cemento: arena)	: Muro 2
En ladrillos de concreto con cal	: 1:1/2:4 (cemento: cal: arena)	: Muro 1
Espesor de juntas	: 1 cm	

**4.2.- VERIFICACION PREVIA DEL REFUERZO**

La armadura cumplió con lo establecido en las Normas de barras de Acero con resaltes para concreto armado, según la NTP 341.031.

Para calcular el acero mínimo a utilizar en las columnas de confinamiento, se utilizó la siguiente fórmula:

$$A_{s_{\min}} = 0.1 * (f'_c / f_y) * A_c = 1.08 \text{ cm}^2$$

Donde:

$f'_c$	= Resistencia del concreto (175 kg/cm <sup>2</sup> )
$A_c$	= Área de columna = 20 X 13 = 260 cm <sup>2</sup>
$f_y$	= Fluencia del acero = 4,200 Kg/cm <sup>2</sup>

El acero de las columnas es de 4Ø1/2" = 5.16 cm<sup>2</sup>

Para la viga solera:

$$A_{s_{\min}} = 0.1 * (f'_c / f_y) * A_s = 1.67 \text{ cm}^2$$

Donde:

$f'_c$	= Resistencia del concreto (175 kg/cm <sup>2</sup> )
$A_s$	= Área de viga solera = 20 X 20 = 400 cm <sup>2</sup>
$f_y$	= Fluencia del acero = 4,200 Kg. /cm <sup>2</sup>

El acero de la viga solera es de 4Ø3/8" = 2.84 cm<sup>2</sup>



### Diseño del refuerzo:

Para efectuar el diseño a la rotura, se utilizó la Norma E.070 y la resistencia característica  $V'm = 8.75 \text{ kg/cm}^2$ , obtenida de la tabla 3.5, para el caso mortero sin cal.

La resistencia a corte está dada por:

$$V_m = 0.5 V'm \alpha t L + 0.23 P_g$$

Donde:

$$A = 1$$

$$P_g = 0 \text{ (en el ensayo se usó carga vertical)}$$

$$t = 0.13 \text{ m}$$

$$L = 2.4 \text{ m}$$

Entonces tenemos:

$$V_m = 0.5 * 87.5 * 1 * 0.13 * 2.4 = 13.65 \text{ Ton}$$

Aplicando las fórmulas de la Norma E.070 para hallar la fuerza interna en las columnas, se tiene:

$$V_c = \frac{1.5 V_m L_m}{L (N_c + 1)} = \frac{V_m}{2} = 6.82 \text{ ton} = \text{Fuerza cortante}$$

Donde:

$$L_m = L = 2.4 \text{ m}$$

$$N_c = 2 \text{ columnas}$$

$$T^*Mu = (Mu - \frac{1}{2} V_m h) / L = \frac{1}{2} V_m h / L = \frac{1}{2} V_m = 6.82 \text{ ton} = \text{Tracción}$$

$$Mu = V_m h$$

$$C = T = 6.82 \text{ ton} = \text{Compresión}$$

Luego, tenemos que el área vertical del acero es:

$$A_s = A_{sf} + A_{st} = \frac{V_c}{F_y \mu Cl} + \frac{T}{F_y Cl} = \frac{1}{F_y Cl \emptyset} (V_c + T) = \frac{1}{4.2 * 0.85} (13.64)$$

$$A_s = 3.82 \text{ cm}^2 \text{ (Se usó } 4\emptyset 1\frac{1}{2}\text{")}$$

El área del concreto por contracción es:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'c_{CI}} = \frac{6.82}{0.2 \cdot 0.175 \cdot 0.85} = 229 \text{ cm}^2 \text{ (Se usó } 13 \cdot 20 \text{ cm)}$$

El diseño por compresión puede obviarse por ser pequeña la compresión actuante (el área de concreto por contracción gobierna).

#### 4.3.- CONSTRUCCION DE LA VIGA DE CIMENTACION

El primer paso fue la habilitación del acero de la cimentación. Luego se procedió a amarrar el refuerzo vertical de las columnas al refuerzo de la cimentación, usando alambre #16.

Después se armó el encofrado, aplicándose desmoldante a la madera. Al día siguiente se programó el vaciado del concreto de resistencia nominal de  $210 \text{ Kg/cm}^2$ . (Fig.4.4)



**Fig. 4.4.- Encofrado y vaciado de la viga de cimentación**

La resistencia al concreto utilizado en la viga de cimentación, a los 28 días de edad se muestra en la tabla 4.1, allí se nota que la resistencia experimental fue mayor que la nominal ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ ).

**Tabla 4.1.- Resistencia del concreto de la viga de cimentación**

Especimen	Diámetro (mm)		Carga máxima (KN)	Área (cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
	D1	D2			
Muro 1	154.7	153.7	502.5	185.20	276.86
Muro 2	150.6	152.6	417.9	180.50	236.25

#### 4.4.- CONSTRUCCION DE LA ALBAÑILERIA

Se tuvo que limpiar, rayar y humedecer la superficie superior de la cimentación, una vez que esta ya había sido curada, para asegurar una buena adherencia con la primera capa de mortero.

El asentado de las unidades, previamente humedecidas con una brocha, se realizó presionándolas verticalmente, sin bambolearlas (Figs. 4.5 y 4.6).

En primer lugar se asentaron los “ladrillos maestros” en los extremos del muro, controlando el grosor de las juntas con un escantillón y su verticalidad con una plomada, luego se asentaron las unidades interiores, controlando su horizontalidad con un cordel amarrado a los “ladrillos maestros”.



**Fig.4.5.- Asentado de ladrillo (mechas cada 2 hiladas)**

Durante el proceso de asentado, se colocaron las mechas de anclaje especificado en la Fig. 4.2, a razón de una mecha cada 2 hiladas.





**Fig.4.6.- Nivelación y plomo del muro**

Según la Norma Técnica Peruana E.070, la altura máxima permitida de asentado de unidades de albañilería en una sola jornada de trabajo, es de 1.30m, por lo que el primer día solo se pudo asentar la mitad inferior del muro. De esta forma, se evita generar las fallas por el aplastamiento del mortero aún fresco y desalineamientos en el muro.

Debe remarcarse que la única diferencia entre la albañilería de M1 y M2 es la cal en el mortero.

#### **4.5.- CONSTRUCCION DE LAS COLUMNAS**

La parte recta del anclaje del refuerzo vertical, penetró en la viga solera (Fig. 4.7) de tal modo de generar una conexión adecuada entre estos elementos.



**Fig.4.7.- Refuerzo de las columnas**

Luego se encofraron las caras de las columnas Fig. 4.8). Para el vaciado de éstas, se utilizó una mezcla de concreto de  $175 \text{ kg/cm}^2$  con confitillo de  $3/8''$  a fin de darle una mayor trabajabilidad a la mezcla, y evitar la formación de cangrejas.



**Fig.4.8.- Encofrado de columnas**

Del concreto empleado, se extrajeron 4 probetas, de las cuales 2 fueron del muro M1 con cal y las otras dos del muro M2 con mortero sin cal. La resistencia de éstas a los 28 días, se muestra en la tabla 4.2., donde se aprecia que la resistencia experimental superó o fue similar al valor nominal 175 kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 4.2.- Resistencia del concreto de las columnas a los 28 días**

Espécimen	Diámetro (mm)		Carga máxima (kN)	Área (cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
	D1	D2			
Muro 1	153.4	153.6	312.7	184.9	172.57
Muro 2	156.7	154.2	472.1	187.5	256.93

#### 4.6.- CONSTRUCCION DE LAS VIGAS SOLERAS

Con las columnas desencofradas, se dio inicio al vaciado de la viga solera, con un concreto de 175kg/cm<sup>2</sup>, igual que el de las columnas.

Para ello, se dejó el recubrimiento de 3cm indicado por la Norma, y se colocó el refuerzo de la viga sobre las unidades de concreto. En los nudos se colocaron dos estribos adicionales amarrados al refuerzo de las columnas, tal como se especificó en la Norma E070.



**Fig.4.9.- Construcción de la viga solera**

Con los muros ya contruidos, y para poder visualizar las fallas al momento de ensayarlos, se procedió a pintarlos de color blanco (Fig. 4.10)

Una vez pintados, éstos fueron trasladados al laboratorio de estructuras, donde se les realizarían los ensayos correspondientes.



**Fig. 4.10.- Muro de albañilería listo para ensayar**

## CAPÍTULO 5: ANÁLISIS TEÓRICO DE LOS MUROS A ESCALA NATURAL

### 5.1.- RIGIDEZ LATERAL

Para el cálculo de la rigidez lateral de los muros se hará uso de las expresiones teóricas de la norma (Ref. 1.3.3) para hallar “ $E_m = 700 f'm$ ” y “ $G_m = 0.4 E_m$ ”. Se considera que estos muros actúan en voladizo.

La rigidez lateral expresada en ton/m, viene dada por la siguiente relación:

$$K = E_m / (h^3 / 3 I_n) + (f h (E_m / G_m) / A)$$

Donde:

$K$  = Rigidez lateral (ton/m).

$E_m$  = Módulo de elasticidad de la albañilería ( $kg/cm^2$ )

$h$  = Altura del muro, desde la base hasta el eje de carga (cm)

$I_n$  = Inercia de la sección transformada no agrietada ( $cm^4$ )

$f$  = Factor de forma.

$G_m$  = Módulo de corte de la albañilería ( $kg/cm^2$ )

$A$  = Área de la sección transversal del muro ( $cm^2$ )

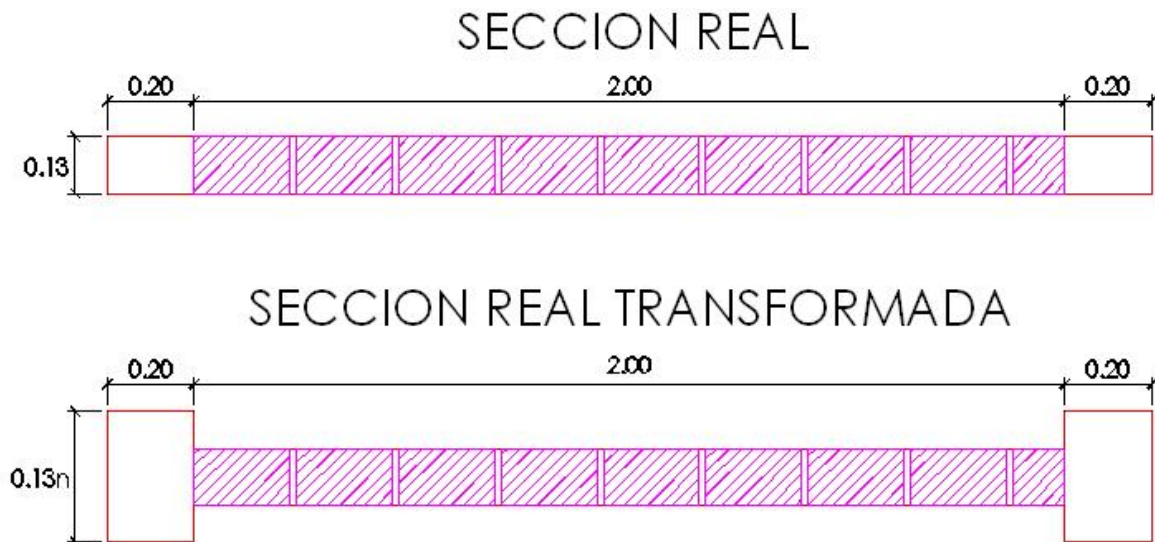


Fig. 5.1.- Sección Real y Transformada de los muros.



En la Fig. 5.1. observamos una incógnita “n” en la sección transformada del muro, la cual corresponde a lo establecido en la Ref. 1.3.3., esta es igual al cociente del módulo de elasticidad del concreto entre el módulo de elasticidad de la albañilería. Para calcular el módulo de elasticidad del concreto se usará la expresión teórica indicada en la Norma Técnica E-0.60 la cual depende únicamente de la resistencia del concreto de las columnas de confinamiento ( $f'c$ ), así:  $E_c = 15\,000 \sqrt{f'c}$

Como el módulo de elasticidad de la albañilería depende de  $f'm$  y este a su vez depende del tipo de mortero, tendremos los siguientes valores “n”:

**Tabla 5.1.- Cálculo de sección transformada “0.13 n”**

Tipo de Mortero	$f'm$	$E_m$	$E_c$	$n = E_c/E_m$	<b>0.13 n</b>
	$Kg/cm^2$	$Kg/cm^2$	$Kg/cm^2$		m
Cemento : Cal : Arena	122	85 400	198 431	2.32	0.30
Cemento : Arena	115	80 500	198 431	2.46	0.32

La inercia para el muro con mortero de cemento : cal : arena es igual a:

$$I_{n1} = 13 * 200^3 / 12 + 2 * [ 30 * 20^3 / 12 + 30 * 20 * 110^2 ] = 23\,226\,667 \text{ cm}^4$$

La inercia para el muro con mortero de cemento : arena es igual a:

$$I_{n2} = 13 * 200^3 / 12 + 2 * [ 32 * 20^3 / 12 + 32 * 20 * 110^2 ] = 24\,197\,333 \text{ cm}^4$$

El factor de forma es el área total de la sección transformada entre el área del alma:

$$f_1 = (30 * 20 * 2 + 200 * 13) / (240 * 13) = 1.22$$

$$f_2 = (32 * 20 * 2 + 200 * 13) / (240 * 13) = 1.24$$

Los resultados de la rigidez lateral, se observa en la Tabla 5.2.

**Tabla 5.2.- Cálculo de la Rigidez Lateral**

Muro	$f_i$	A	H	$E_m$	Gm	K
	$cm^2/cm^2$	$cm^2$	Cm	$Kg/cm^2$	$Kg/cm^2$	ton/m
M1 (con cal)	1.22	3 800	240	85 400	34 160	21 841
M2 (sin cal)	1.24	3 880	240	80 500	32 200	21 062

## 5.2.- FISURACIÓN EN TRACCIÓN POR FLEXIÓN

Para determinar teóricamente la carga asociada a la primera fisura, se utilizó el criterio de la sección transformada no agrietada.

El esfuerzo de tracción máximo al cual estaba sujeto el muro se igualó a la capacidad de tracción del concreto ( $2 \sqrt{f_c}$ ) transformado a albañilería, de la siguiente manera:

$$\sigma_t = M y / I_n = 2 \sqrt{f_c} / n$$

Donde:

$\sigma_t$  = Esfuerzo de tracción máximo ( $\text{kg/cm}^2$ )

M = F (carga asociada a la primera fisura en kg) x h (cm)

$I_n$  = Inercia de la sección transformada no agrietada ( $\text{cm}^4$ )

$f_c$  = Resistencia del concreto de elementos de confinamiento ( $175 \text{ Kg/cm}^2$ )

n =  $E_c/E_m$

y = 120 cm (distancia del centroide al extremo traccionado)

Despejando F, tenemos:

$$F = 2 \sqrt{f_c} * I_n / h y n$$

Los resultados se muestran en la Tabla 5.3.

**Tabla 5.3.- Cálculo de Fuerza asociada a la primera Fisura de Tracción por Flexión**

Tipo de Mortero	$I_n$	H	n = $E_c/E_m$	Y	F	$\sigma_t$
	$\text{cm}^4$	Cm		cm	ton	$\text{ton/m}^2$
M1 (con cal)	23 226 666	240	2.32	120	9.20	47.53
M2 (sin cal)	24 197 333	240	2.46	120	9.04	44.83

## 5.3.- AGRIETAMIENTO DIAGONAL TEÓRICO

La resistencia teórica al corte, asociada al primer agrietamiento diagonal, se calculó con la siguiente fórmula:

$$V_m = 0.5 v'_m \alpha t L + 0.23 P_g$$

Donde:

$v'_m$  = Resistencia característica al corte ( $\text{kg/cm}^2$ )

t = Espesor efectivo del muro (cm) = 13cm

L = Longitud del muro incluyendo el peralte de las columnas de confinamiento=240cm



$P_g = \text{Carga axial} = 0$

$\alpha = \text{Factor de esbeltez} = V \times L / M = V \times L / (V \times h) = L/h$

$h = 240 \text{ cm}$

Los resultados se muestran en la Tabla 5.4.

**Tabla 5.4.- Cálculo de Carga de Agrietamiento Diagonal**

Tipo de Mortero	$v'm$	L	T	$\alpha$	Vm
	Kg/cm <sup>2</sup>	cm	Cm		ton
M1 (con cal)	8.00	240	13	1	12.48
M2 (sin cal)	8.75	240	13	1	13.65

#### 5.4.- MOMENTO FLECTOR NOMINAL MÁXIMO

Para muros de sección rectangular, la capacidad resistente a flexión “Mn” se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_n = A_s (f_y) D$$

Donde:

Mn = Momento flector nominal máximo (kg\*cm)

As = Área del refuerzo vertical en el extremo del muro ( $4 \square \frac{1}{2}$ ) =  $4 \times 1.29 = 5.16 \text{ cm}^2$

D = 0.8 L

Los resultados se muestran en la Tabla 5.5.

**Tabla 5.5.- Cálculo de Momento Nominal Máximo**

Tipo de Mortero	As	fy	D	Mn
	cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	cm	ton*m
M1 (con cal)	5.16	4 200	192	41.61
M2 (sin cal)	5.16	4 200	192	41.61

La fuerza cortante asociada es:  $V_f = M_n / h = 17.34 \text{ ton}$

Esta carga corresponden a la fuerza cortante que logra la fluencia del refuerzo vertical, puede incrementarse si el refuerzo entra en la etapa de endurecimiento.

#### 5.5.- TIPO DE FALLA ESPERADA



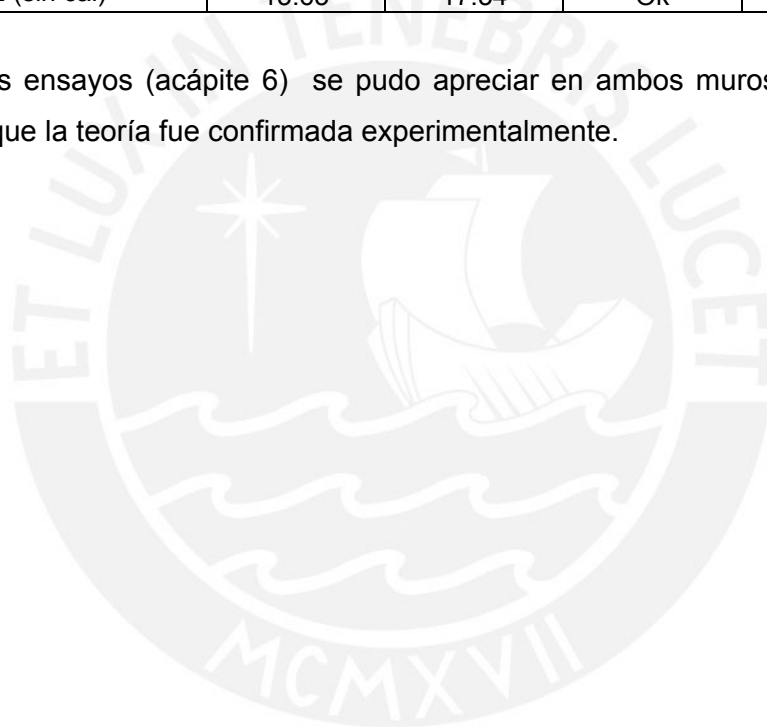
Teóricamente se puede definir el tipo de falla, comparando los resultados de la Tabla 5.4. y el valor de  $V_f$  obtenido, de esta manera, si  $V_m < V_f$  el muro falla por corte con una grieta diagonal.

Comparando los resultados, tenemos:

**Tabla 5.6.- Cuadro Comparativo**

Tipo de Mortero	V <sub>m</sub>	V <sub>f</sub>	V <sub>m</sub> < V <sub>f</sub>	Tipo de Falla
	ton	ton		
M1 (con cal)	12.48	17.34	Ok	Por corte
M2 (sin cal)	13.65	17.34	Ok	Por corte

Al final de los ensayos (acápite 6) se pudo apreciar en ambos muros una falla por corte, por lo que la teoría fue confirmada experimentalmente.







## CAPÍTULO 6: ENSAYO DE CARGA LATERAL CICLICA

### 6.1.- DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

El ensayo consiste en someter a los dos muros de albañilería confinada, uno con mortero con cal (M1) y el otro sin cal (M2), a la aplicación de carga lateral cíclica, controlando el desplazamiento lateral en distintas magnitudes.

Para realizar este ensayo, se usó los equipos del laboratorio de Estructuras de la Universidad Católica, entre ellos se tiene:

- Gatas hidráulicas
- Actuador dinámico
- Soportes y sensores de desplazamiento, conocidos como LVDT
- Marco de reacción.
- Sistema de adquisición de datos.

La idea de realizar este ensayo, es el poder comprobar como se comportan ambos muros, al aplicarle la carga lateral cíclica, semejante a la carga que impondría un sismo en ambos sentidos de la dirección coplanar.

Se colocaron 8 LVDT a cada uno de los muros, para determinar las siguientes características :

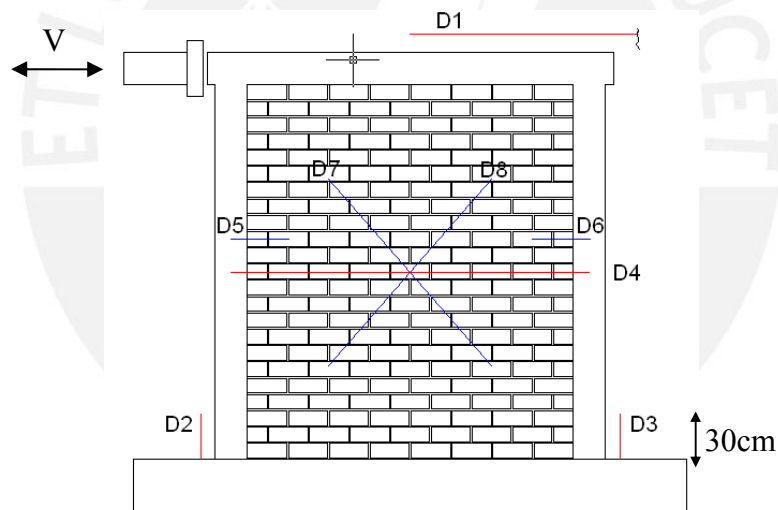
- Rigidez lateral
- Capacidad máxima de carga
- Diagrama histerético cortante-desplazamiento
- Envolvente fuerza cortante-desplazamiento
- Carga de agrietamiento por flexión y cortante
- Módulo de corte
- Distorsión angular
- Degradación de la resistencia

Los desplazamientos, tal como se hizo mención anteriormente, fueron controlados en 10 fases. La tabla 6.1 muestra los desplazamientos aplicados

con sus respectivos números de ciclos. La cantidad de ciclos aplicados fue variable, hasta estabilizar el diagrama histerético V-D. Conforme fueron apareciendo las grietas, éstos se remarcaron sobre el muro de un color distinto en cada fase (Tabla 6.1).

**Tabla 6.1.- Desplazamientos y ciclos por fases de ensayo**

FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
D (mm)	0.5	1	2.5	5	7.5	10	12.5	15	17.5	20
CICLOS	1	2	2	3	3	3	3	3	3	3
COLOR	-	Rosado	Celeste	Marrón	Morado	Fucsia	Naranja	Verde	Negro	Limón



**Fig. 6.1.- Distribución de LVDT**

El LVDT que controló los desplazamientos descritos, fue el D1, el cual se colocó horizontalmente en la parte central superior de la viga solera (Fig. 6.2).



**Fig. 6.2.- LVDT definido como D1**

Los LVDT D2 y D3, fueron utilizados para detectar la primera fisura en la base de los muros y analizar el comportamiento de las bases de las columnas. El LVDT D4 proporciona el comportamiento de la región central del muro. Los LDVT D5 y D6 miden la posibilidad de que se despeguen la albañilería y las columnas. Los LDVT D7 y D8 proporcionan la deformación por corte de la albañilería.

Una vez finalizadas las 10 fases del ensayo de carga lateral cíclica, se realizó en ambos muros un ensayo armónico de amplitud  $=10\text{mm}$ , y con una frecuencia de  $2\text{Hz}$ , para visualizar mejor el comportamiento del muro.

## **6.2.- MONTAJE E INSTRUMENTACION**

Para dar inicio a los ensayos, se tuvo que llevar ambos muros hacia la nave de ensayo, con la ayuda del Puente Grúa. La movilización de los muros se dio cuando ellos cumplieron 28 días de edad.

Se utilizó un capping de yeso-cemento para nivelar la viga de cimentación de los muros. Una vez nivelado, se fijó la cimentación a la losa de ensayo con la ayuda de gatas hidráulicas, las cuales aplicaron una fuerza horizontal y vertical de 30 ton, cada una.



**Fig. 6.3.- Gata hidráulica**

Luego, en el eje de la viga solera, se colocó el actuador dinámico de 500 kN, para proporcionar la fuerza horizontal. Una vez instalado el muro, se procedió a colocar los 8 LVDT.

Antes de dar inicio al ensayo lateral de carga cíclica, se sometió a los muros a una precarga horizontal cuyo empuje tuvo una magnitud de 300kg. Una vez aplicada la precarga, se regresó la carga a cero, para enseguida calibrar a cero a todos los LVDT.



**Fig. 6.4.- Actuador dinámico y tirante para aplicar cargas negativas**

Para poder registrar los datos, se conectaron los LVDT a un amplificador y a una caja de conexiones (Fig 6.5), mediante los cuales, la información tomada por los instrumentos de medición (LVDT), fueron emitidos a una computadora, la cual transformó el voltaje registrado en milímetros y toneladas.



**Fig. 6.5.- Equipo de monitoreo**

### 6.3.- COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS

Ya que se tenían dos muros con las mismas dimensiones y características externas, se tuvo que identificar a los muros de la siguiente manera:

- Muro 1 con mortero con cal
- Muro 2 con mortero sin cal

En cada una de las fases (10) se tomaron notas acerca del comportamiento de los muros, de tal manera de poder hacer una comparación entre ambos muros.

En la tabla 6.2 se muestra un resumen con las características más relevantes ocurridas en cada una de las fases y para cada uno de los muros.

**Tabla 6.2.- Cuadro Comparativo del Comportamiento de los Muros**

FASES	MURO M1	MURO M2
Fase 1	Hubo fisuras. Comportamiento	Hubo fisuras. Comportamiento



<b>D: 0.5 mm</b>	elástico	elástico
<b>Fase 2</b> <b>D: 1 mm</b>	<p><i>Ciclo 1:</i> Sin fisuras, ningún cambio aparente.</p> <p><i>Ciclo 2:</i> Carga negativa, empezaron a formar las primeras fisuras por flexión. La carga aplicada que formó las primeas fisuras fue de 80 kN.</p>	<p><i>Ciclo 1:</i> Carga positiva (102 kN), se formó la primera fisura de tracción sobre la primera hilada de ladrillo.</p> <p><i>Ciclo 2:</i> Carga positiva, se formaron mas fisuras en la mitad inferior del muro.</p>
<b>Fase 3</b> <b>D: 2.5 mm</b>	<p><i>Ciclo 1:</i> Carga positiva, carga aplicada de 126 kN.</p> <p>Carga negativa (-100 KN)</p> <p><i>Ciclo 2:</i> Carga positiva, espesor del ancho de la grieta de 0.1mm</p> <p>Carga negativa, el ancho de la grieta formada llego a 0.15mm</p>	<p><i>Ciclo 1:</i> Carga positiva, se formaron varias grietas de 0.15 mm en el tercio inferior izquierdo (138.23 KN), se presenta una fisura escalonada en la mitad inferior.</p> <p>Carga negativa, (-85 kN). Fisura escalonada de 0,35 mm</p> <p><i>Ciclo 2:</i> Carga positiva, e = 0.05 mm Carga negativa, e = 0.08 mm en el tercio inferior derecho.</p>
<b>Fase 4</b> <b>D: 5.0 mm</b>	<p><i>Ciclo 1:</i> (15 KN), grieta diagonal formada en el tercio inferior.</p> <p>(-120 KN), grieta formada de 1mm</p> <p>(-123 KN)</p> <p><i>Ciclo 3:</i> Carga positiva y negativa, los anchos de grietas menores fueron de 0.6mm y los máximos de</p>	<p>Carga positiva, (146 KN) rotura diagonal, luego baja la carga a 136 KN</p> <p>Carga negativa, (-125 KN) se presenta una falla escalonada, grietas de espesor de 1.5 mm</p>



	1.25mm.	
<b>Fase 5</b> <b>D: 7.5 mm</b>	<p><i>Ciclo 1:</i> (180 KN) (-150 KN)</p> <p><i>Ciclo 3 :</i> Carga positiva, espesor de grieta = 1.6mm Carga negativa, espesor de grieta = 2.5mm</p>	<p>Carga negativa, carga de 170 KN, se forman las primeras grietas del ciclo con un espesor de 1,5 mm</p> <p>Carga positiva, , grietas de 1,25 mm</p>
<b>Fase 6</b> <b>D: 10 mm</b>	<p><i>Ciclo 1 :</i> (-105 KN)</p> <p><i>Ciclo3:</i> Carga positiva, e = 3mm Carga negativa, e = 4mm</p>	<p>Durante el ensayo y en esta fase, la falla escalonada se abrió aproximadamente 2 mm.</p> <p>Carga negativa, grietas de espesores de 3, 3.2 y 4.1 mm Carga positiva, grietas de 2.5 y 2.8 mm.</p>
<b>Fase 7</b> <b>D: 12.5 mm</b> <b>Límite de reparación</b>	<p>Carga positiva, espesor de grieta máximo formado de 4.5 mm.</p> <p>Carga negativa, espesor máximo de grieta formado de 5.3 mm</p>	<p>Carga negativa, grietas de 4.8, 5 y 6 mm Carga positiva, grietas de 3, 4.5 y 5.8 mm.</p> <p>Desprendimiento de la esquina superior derecha, y nudo superior</p>



		<p>izquierdo empezó a triturarse.</p> <p>Parte central tiende a triturarse</p>
<p><b>Fase 8</b> <b>D: 15 mm</b></p>	<p>Carga positiva, espesor máximo de grieta formado de 5 mm.</p> <p>Carga negativa, espesor máximo de grieta formado de 6.5 mm</p>	<p><i>Ciclo 1:</i> Carga positiva y negativa, grietas de espesores de 8 mm.</p> <p><i>Ciclo 3:</i> Carga negativa, grietas de 10 mm</p> <p>Carga positiva, grietas de 8 mm.</p>
<p><b>Fase 9</b> <b>D: 17.5 mm</b></p>	<p>(210 KN)</p> <p>Carga positiva, <math>e = 9</math> mm</p> <p>Carga negativa, <math>e = 11</math> mm</p> <p>En esta fase comienza la trituración de los ladrillos, y la carga comienza a decrecer.</p>	<p><i>Ciclo 1:</i> (127 KN), (-160 KN)</p> <p><i>Ciclo 3:</i> Carga negativa, grietas de 14,5 mm</p> <p>Carga positiva, grietas de 10 mm.</p>
<p><b>Fase 10</b> <b>D: 20 mm</b></p>	<p><i>Ciclo 1:</i> En el tope jalando, se forma una grieta vertical en el lado derecho, bajando desde el tercio superior.</p> <p>Para la carga negativa se tiene una menor fuerza aplicada que en carga positiva.</p> <p>Carga positiva, <math>e = 10</math> mm</p> <p>Carga negativa, <math>e = 16</math> mm</p>	<p><i>Ciclo 3:</i> Carga negativa, grietas de espesores de 19 mm.</p> <p>Carga positiva, grietas de espesores de 11 mm.</p>





	<p>Estas grietas reciben en nombre de “grietas remanentes” (carga cero), porque ya no crecerán mas, antes que se dé la falla del muro, y su espesor es entre 8 y 11 mm.</p>	
--	---	--

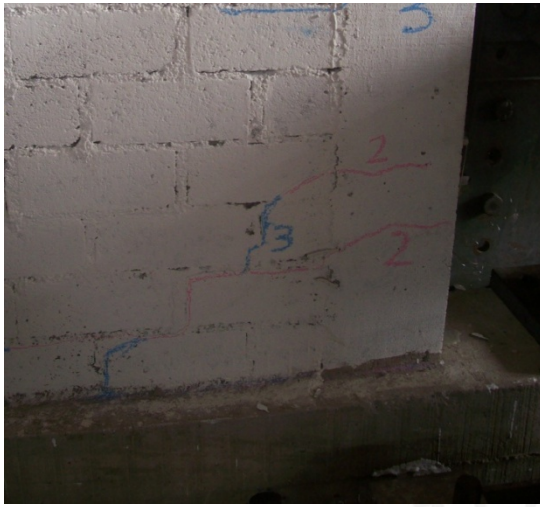
En la Tabla 6.3, podemos observar las fisuras generadas en ambos muros y para cada una de las fases.

**Tabla 6.3.- Cuadro Comparativo Grafico del comportamiento de los muro**

Fases	Muro 1	Muro 2
<p>F A S E  1</p>		



F  
A  
S  
E  
  
2



F  
A  
S  
E  
  
3

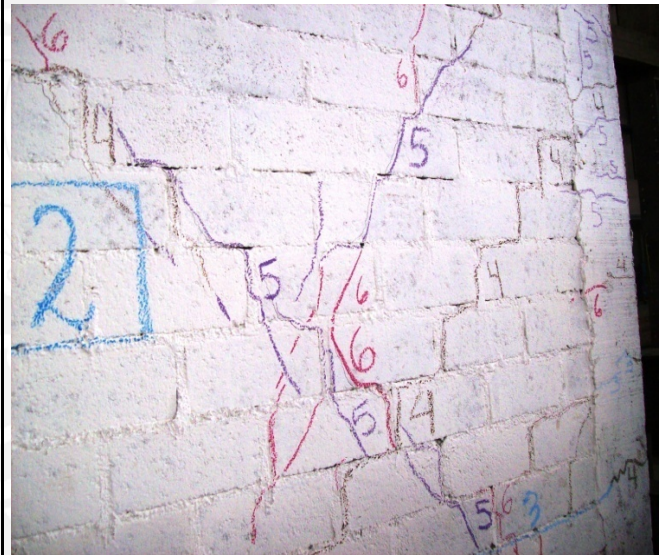




F  
A  
S  
E  
4

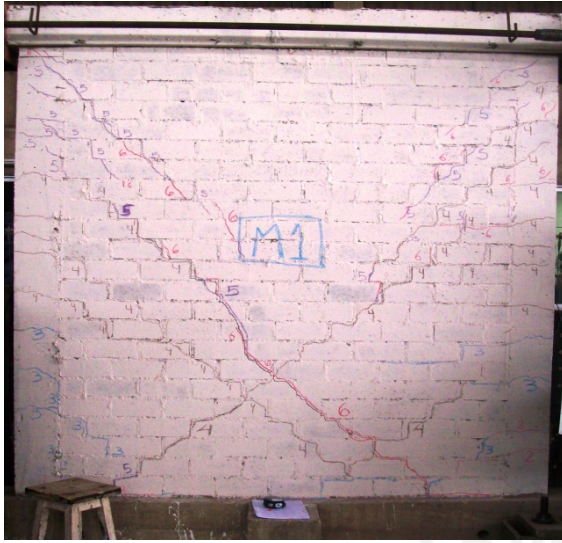


F  
A  
S  
E  
5

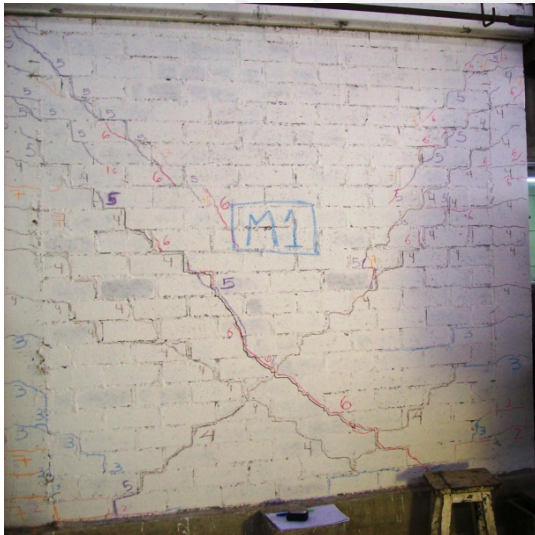




F  
A  
S  
E  
6



F  
A  
S  
E  
7





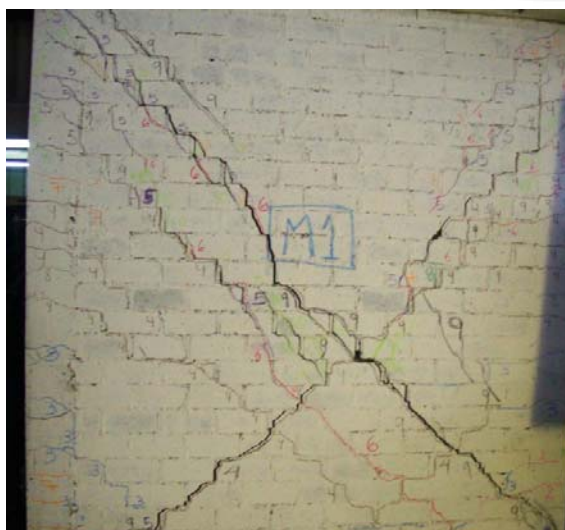
F  
A  
S  
E  
8



F  
A  
S  
E  
9

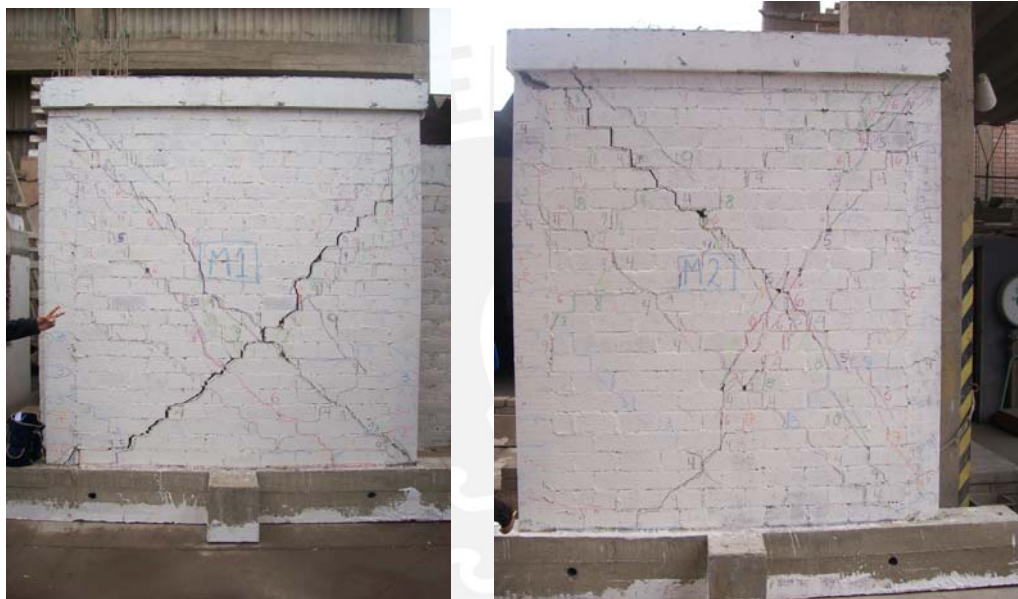


F  
A  
S  
E  
10



#### 6.4.- REVISIÓN VISUAL POST ENSAYO DE LOS MUROS

El estado final de la albañilería se observa en la Fig. 6.6. La fisura de los ladrillos en el cruce de las dos grietas diagonales es aparentemente igual para ambos muros. Sin embargo, según la información medida durante el ensayo, el ancho de la grieta mayor al término de la carga de la última fase del muro de albañilería con mortero con cal, resultó de 10mm, mientras que para el muro con mortero sin cal, el grosor de ésta fue de 11mm.

**M1****M2****Fig.6.6.- Fisuras en la zona central de la albañilería**

Para verificar el estado del acero en los talones y esquinas de los muros, se procedió a demoler con sumo cuidado las columnas de amarre tanto en la parte superior como la inferior. En la Fig. 6.7 se aprecia que el acero vertical de la columna de los muros está entero y solo presenta deformaciones producto del movimiento del ensayo.



**Fig.6.7.- Acero de refuerzo vertical**

En la radiografía del muro, se picó los ladrillos con el fin de observar con que profundidad se había introducido el mortero en ellos, esta medida en promedio es de 1.5cm. En las caras de asentado de los ladrillos no se formaron grietas entre mortero y ladrillo, caso contrario sucedió en la cara superior y caras verticales de los ladrillos, donde si se presentaron las grietas debido a que no hubo adherencia entre el mortero y las caras del ladrillo, esto debido a que no presentaban huecos además de tener un acabado liso (Fig. 6.8).



**Fig.6.8.- Mortero dentro de los huecos de los ladrillos**

En el muro M1, durante el ensayo se presentó desprendimiento entre la zona superior de la columna de amarre y la albañilería, inicialmente se pensó que los chicotes habían fallado, sin embargo, como se muestra en la Fig. 6.9 el chicote estaba intacto, lo que debió suceder es que el chicote resbaló en el mortero en el que estaba embebido, recalamos que éste comportamiento se presentó únicamente en esta zona del muro.



**Fig.6.9.- Chicote de refuerzo entre albañilería y columna de amarre**





## CAPÍTULO 7: RESULTADOS NUMERICOS

### 7.1.- DIAGRAMA DE LAZOS HISTERÉTICOS Y ENVOLVENTE FUERZA – DESPLAZAMIENTO.

Del diagrama Fuerza – Desplazamiento (medida con el sensor D1) podemos notar que para ambos casos, las curvas de los lazos histeréticos, van desde el positivo al negativo pasando por el punto de origen del sistema de referencia, tal como se puede apreciar en las Fig. 7.1 y Fig. 7.2.

Esto ocurre normalmente en sistemas que disipan poca energía y degradan rigidez lateral.

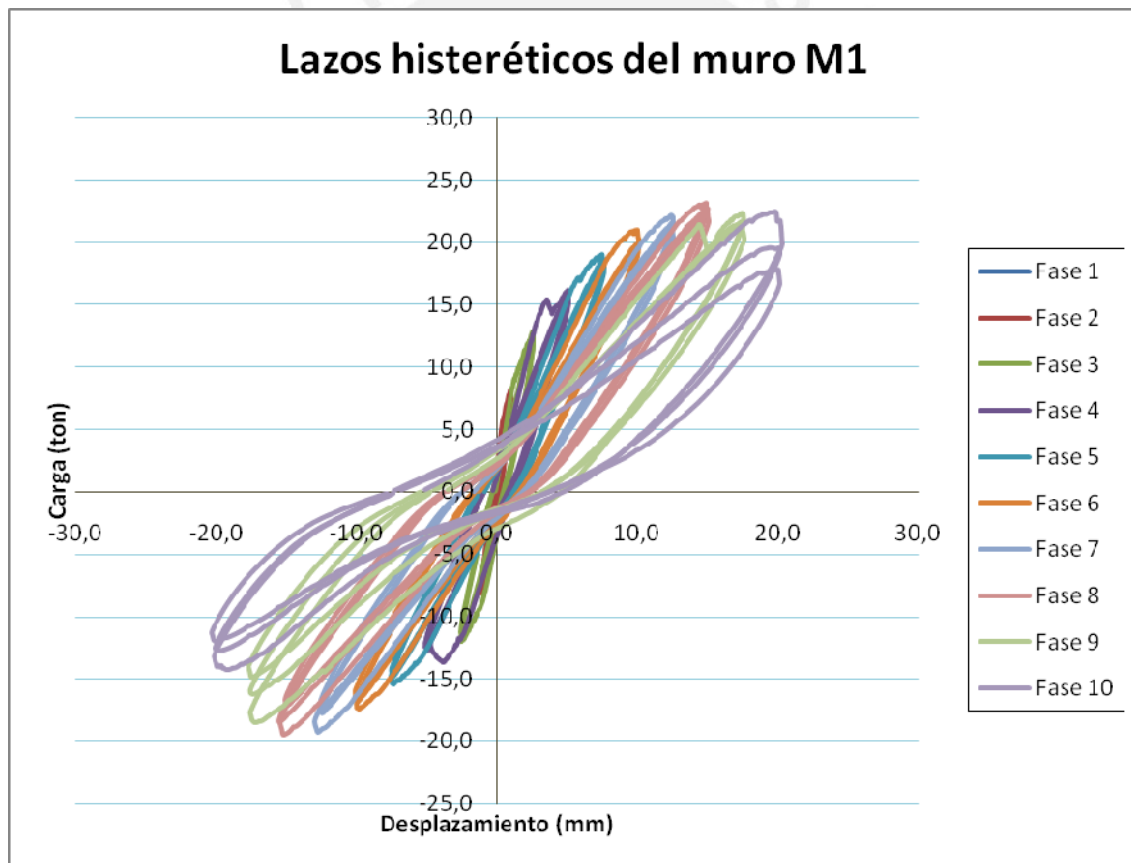
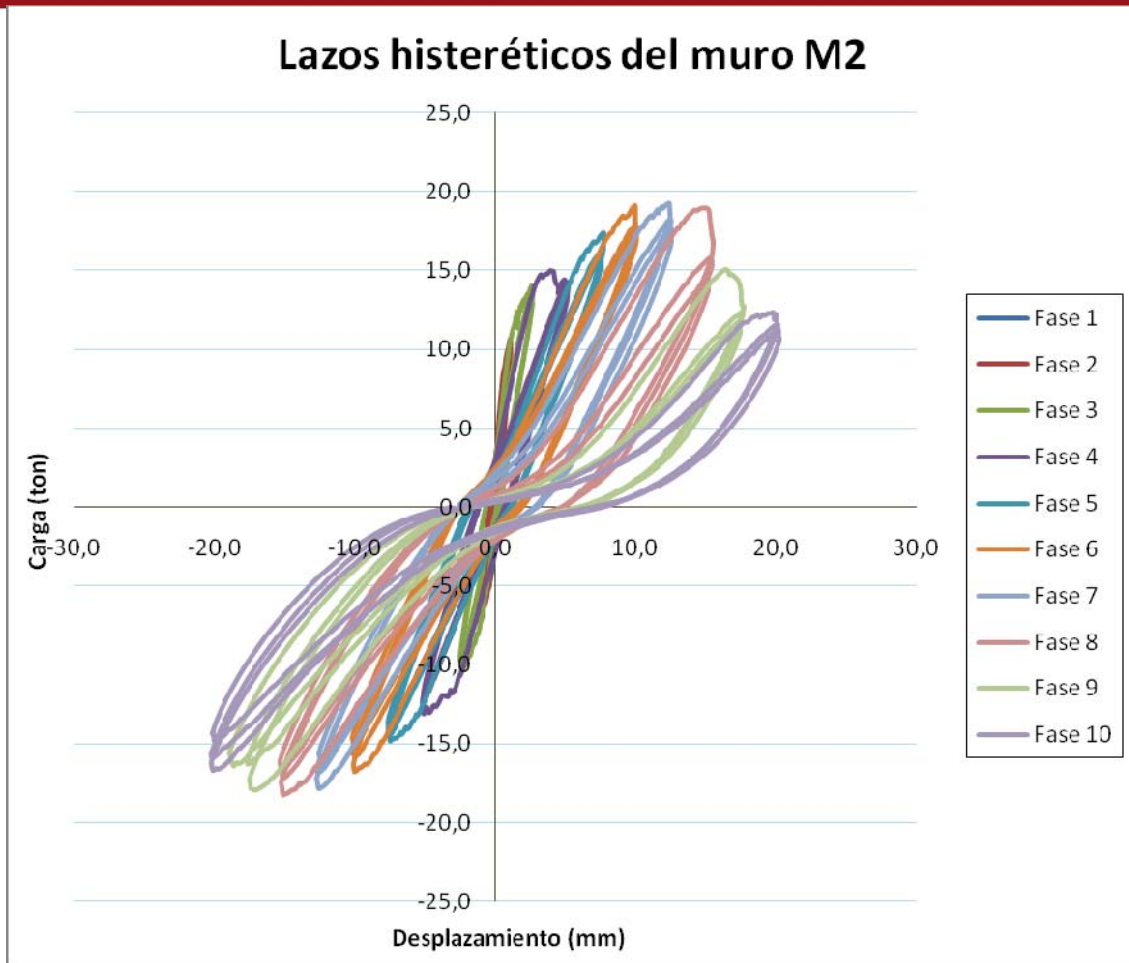


Fig. 7.1.- Lazo histerético V – D (Fuerza – Desplazamiento) del muro M1.



**Fig. 7.2.- Lazo histerético V – D (Fuerza – Desplazamiento) del muro M2.**

## 7.2.- ENVOLVENTE DEL DIAGRAMA DE LAZOS HISTERETICOS.

Para la elaboración de la envolvente Fuerza – Desplazamiento, se escogió los valores máximos registrados en el primero ciclo de cada fase.

Se obtuvo valores positivos y negativos, el primero, valor positivo, perteneció a la etapa empujando y el segundo, valor negativo, a la etapa jalando.

En la Tabla 7.1 se muestran los desplazamientos y fuerzas de cada fase de los sensores colocados en el muro M1. Del mismo modo en la Tabla 7.2 se aprecian los valores correspondientes para el caso del muro M2.

**Tabla 7.1.- Valores de desplazamiento y fuerza del muro M1.**

M1	Fuerza (Ton)	Sensor D1 (mm)	Sensor D2 (mm)	Sensor D3 (mm)	Sensor D4 (mm)	Sensor D5 (mm)	Sensor D6 (mm)	Sensor D7 (mm)	Sensor D8 (mm)
FASE 1	5,616	0,510	0,057	-0,203	0,032	0,002	0,060	0,029	0,036
	-5,805	-0,537	-0,154	-0,468	0,029	-0,002	0,058	-0,017	-0,022
FASE 2	8,218	1,028	0,104	-0,158	0,034	0,000	0,061	0,077	0,061
	-8,190	-1,047	-0,299	-0,600	0,031	-0,003	0,058	-0,009	-0,046
FASE 3	12,857	2,547	0,188	-0,057	0,036	-0,001	0,062	0,120	0,077
	-12,017	-2,571	-0,550	-0,968	0,033	-0,005	0,059	-0,083	-0,125
FASE 4	16,150	5,076	0,302	0,057	0,013	-0,003	0,063	0,214	0,153
	-13,705	-5,107	-0,792	-1,191	-1,022	-0,090	0,016	-1,172	-1,327
FASE 5	18,999	7,569	0,377	0,148	-0,578	-0,047	0,026	0,268	0,177
	-15,412	-7,577	-1,097	-1,452	-2,087	-0,159	-0,007	-2,386	-2,681
FASE 6	20,985	10,129	0,432	0,243	-1,027	-0,063	0,017	0,462	0,139
	-17,406	-10,022	-1,498	-1,807	-3,022	-0,158	-0,009	-3,251	-3,970
FASE 7	22,194	12,582	0,436	0,323	-1,445	-0,069	0,010	0,558	0,154
	-19,243	-12,991	-2,063	-2,254	-4,079	-0,130	-0,023	-4,307	-4,941
FASE 8	23,184	14,945	0,310	0,384	-1,784	-0,073	-0,008	0,616	0,152
	-19,507	-15,500	-2,751	-2,535	-5,386	-0,138	-0,023	-5,405	-5,880
FASE 9	22,358	17,589	1,926	0,443	-3,166	-0,075	-0,007	1,609	-0,351
	-18,520	-17,546	-3,124	-2,557	-8,898	-0,143	-0,016	-7,802	-8,542
FASE 10	22,456	20,321	5,595	0,588	-7,276	-0,073	-0,003	2,710	-0,759
	-14,299	-20,150	4,991	-2,337	15,347	-0,143	-0,013	-11,490	-11,771

**Tabla 7.2.- Valores de desplazamiento y fuerza del muro M2.**

M2	Fuerza (Ton)	Sensor D1 (mm)	Sensor D2 (mm)	Sensor D3 (mm)	Sensor D4 (mm)	Sensor D5 (mm)	Sensor D6 (mm)	Sensor D7 (mm)	Sensor D8 (mm)
FASE 1	7,741	0,613	0,029	-0,204	0,031	0,000	0,061	0,081	0,041
	-5,160	-0,506	-0,172	-0,397	0,028	-0,002	0,059	-0,033	-0,029
FASE 2	10,411	1,077	0,063	-0,165	0,031	0,001	0,063	0,155	0,061
	-7,205	-1,039	-0,340	-0,487	0,028	-0,002	0,060	-0,094	-0,061
FASE 3	14,091	2,597	0,145	-0,073	0,029	-0,001	0,061	0,170	0,083
	-10,372	-2,456	-0,630	-0,762	0,005	-0,005	0,058	-0,300	-0,471
FASE 4	14,965	5,031	0,309	0,028	0,041	0,009	0,067	0,408	0,120
	-13,134	-5,202	-0,739	-1,068	-1,228	-0,001	0,062	-1,551	-2,162
FASE 5	17,366	7,719	0,411	0,116	-0,414	0,013	0,072	0,561	0,333
	-14,856	-7,519	-0,995	-1,327	-2,497	0,003	0,066	-2,649	-3,450
FASE 6	19,086	10,005	0,503	0,195	-0,936	0,012	0,070	0,636	1,121
	-16,770	-10,106	-1,207	-1,564	-3,962	0,002	0,065	-4,060	-4,140
FASE 7	19,290	12,494	0,606	0,332	-1,932	0,011	0,071	0,530	1,241
	-17,823	-12,741	-1,328	-1,738	-5,948	-0,001	0,067	-5,995	-6,126
FASE 8	18,985	15,548	0,732	0,462	-2,977	0,010	0,068	0,327	1,168
	-18,278	-15,227	-1,385	-1,914	-8,393	-0,128	0,064	-9,196	-8,625
FASE 9	15,081	17,754	0,868	0,512	-4,744	-0,031	0,068	0,154	0,977
	-17,910	-17,564	-1,095	-2,077	-10,641	-0,165	0,063	-13,633	-11,137
FASE 10	12,337	20,098	0,971	0,591	-6,792	-0,035	0,065	-0,344	0,696
	-16,690	-20,286	-0,893	-2,183	-13,559	-0,140	0,059	-17,412	-14,035

En la Fig. 7.3 se muestra la grafica de la envolvente fuerza – desplazamiento del sensor D1 de ambos muros.

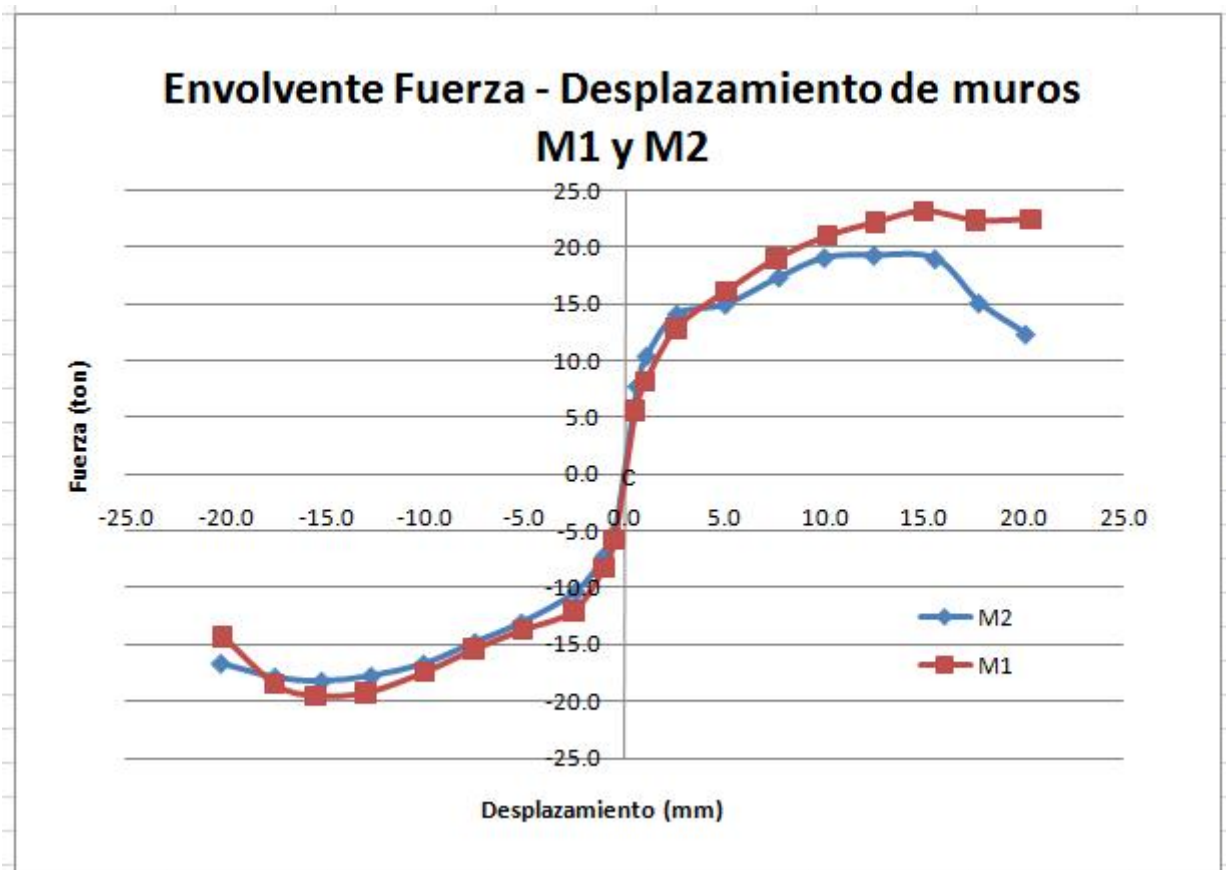


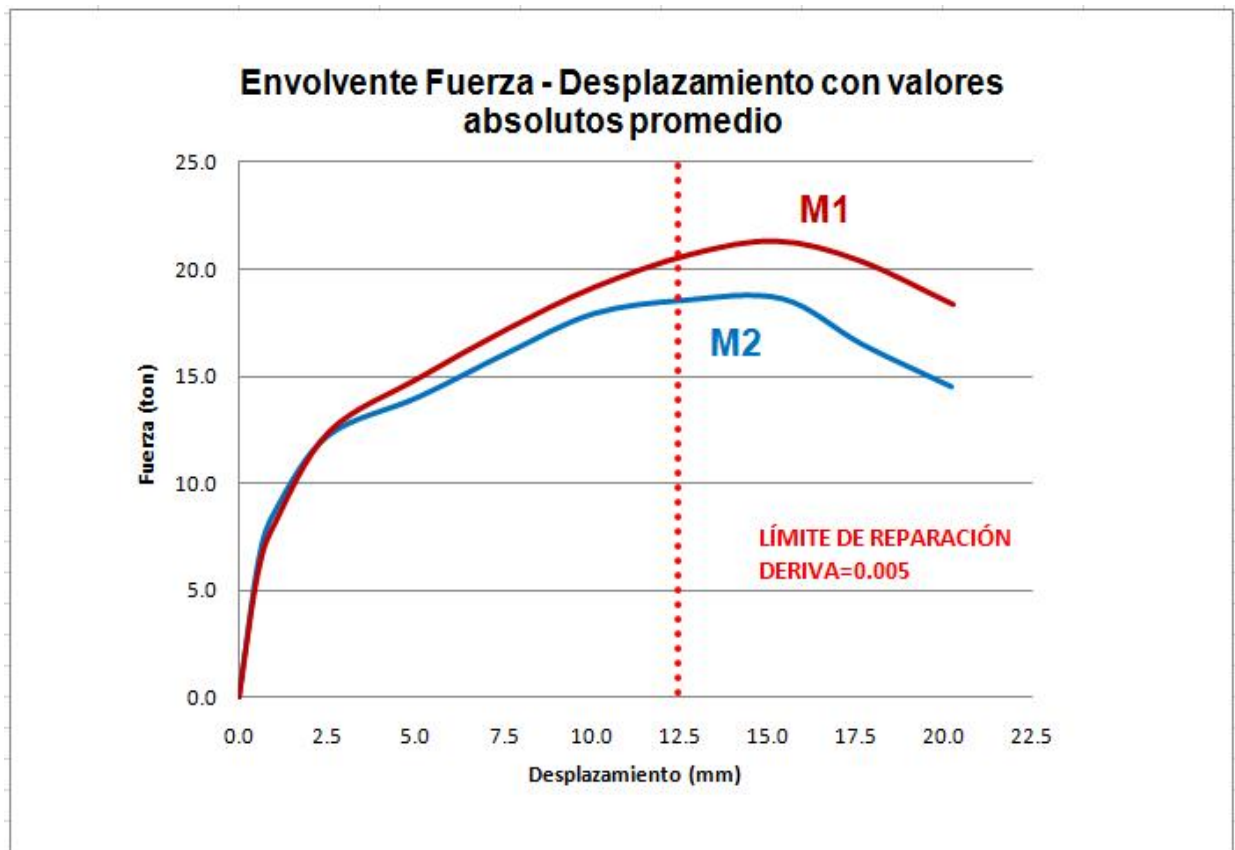
Fig. 7.3.- Envolvente de los lazos histeréticos de los muros M1 y M2.

Según la Norma Sismo resistente E.030, el desplazamiento máximo permitido para los muros de bloques de concreto de una altura es de  $D = 12.5 \text{ mm}$ . Para el caso de nuestro análisis la deriva correspondiente a este desplazamiento es de 0.005

Para analizar ambas graficas, se tuvo que considerar un valor promedio absoluto del desplazamiento D1 con la fuerza cortante (Fig.7.3), trazándose además una vertical en el desplazamiento máximo permitido de 12.5mm.

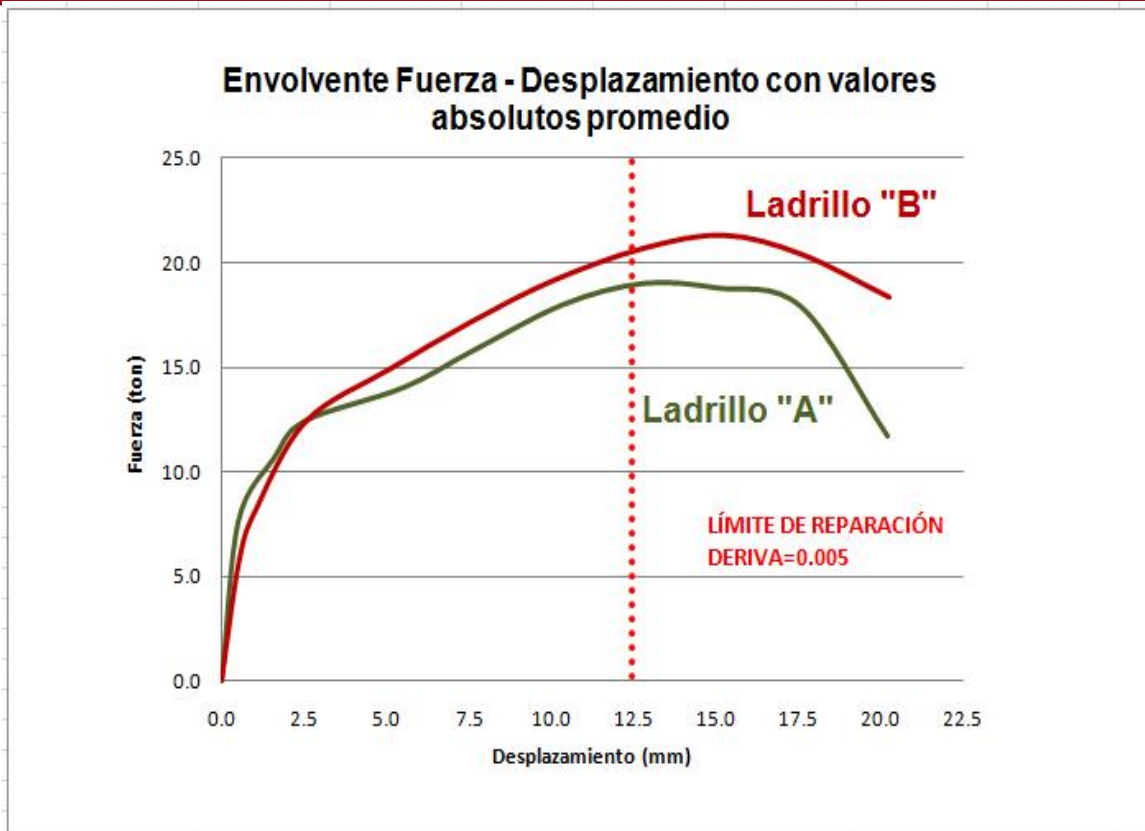
En la Fig. 7.4 podemos notar que el muro M2 es inicialmente más rígido que el muro M1, pero a medida que el tiempo transcurre, entre la fase 4 (5mm) y fase 5 (7.5mm) las graficas de los muros empiezan a separarse, ambos muros alcanzaron prácticamente el mismo comportamiento hasta llegar a la fase 7 (12.5mm) en donde

ambos comienzan a degradar su resistencia, en este caso M2 alcanza menores fuerzas que M1 para los mismos desplazamiento.



**Fig.7.4.- Envoltura de los lazos histeréticos de los muros M1 y M2**



Si comparamos las gráficas de envolturas de los muros con las mismas características, a excepción del tipo de ladrillo utilizado, podemos ver en la Fig. 7.5, que tanto el comportamiento del ladrillo B (muro con ladrillos de concreto tipo nuevo) y de los ladrillos tipo A (unidades de concreto bloque antiguo) presentan una degradación en la rigidez, la cual la alcanzan en la fase 7 ( $d=12.5\text{mm}$ ). Pero podemos concluir que el comportamiento de ambos muros es similar por lo que es indiferente el uso de cualquiera de estos dos tipos de unidades en cuanto al comportamiento estructural que tendrán los muros de albañilería armada.



**Fig.7.5.- Envoltorio de los lazos histeréticos de los ladrillos A y B**

En la Fig. 7.6 se puede observar el estado final de los ladrillos tipo A y B, donde se observa la descripción de ambos estados.

**Fig.7.6.- Cuadro Comparativo del Comportamiento de los Muros**

FASES	LADRILLO A	LADRILLO B
<p><b>Fase 10</b> <b>D: 20 mm</b></p>	<p>Se trituraron y desprendieron los ladrillos a lo largo de las dos diagonales. El espesor de la mayor fisura fue de 18 mm.</p>	<p>Ciclo 3: Carga negativa, grietas de espesores de 19 mm. Carga positiva, grietas de espesores de 11 mm.</p>
		

## CAPÍTULO 8: COMPARACION DE RESULTADOS

### 8.1.- RIGIDEZ LATERAL ELASTICA K

Se uso la grafica Fuerza – Desplazamiento de la fase 1 para el cálculo de la rigidez lateral elástica dado que ambos muros tuvieron un comportamiento elástico en esta fase.

La rigidez lateral expresada en ton/m, es hallada mediante la pendiente de un tramo del lazo histerético que represente el comportamiento elástico del muro.

$$K = \Delta F \text{ horizontal} / \Delta \text{ Desplazamiento}$$

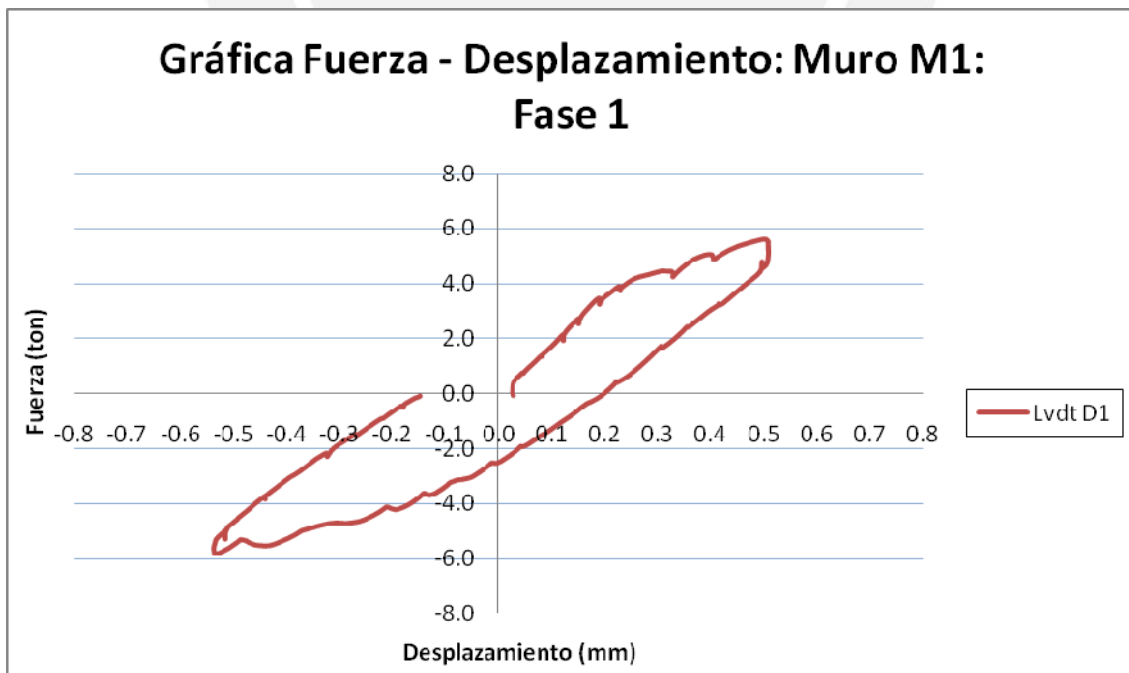
Donde:

K = Rigidez lateral (ton/m).

$\Delta F$  horizontal = Variación de fuerzas horizontales entre los puntos 1 y 2.

$\Delta$  Desplazamiento = Variación de desplazamientos entre los puntos 1 y 2

En la Fig. 8.1 y Tabla 8.1 se muestra los resultados para el muro M1.



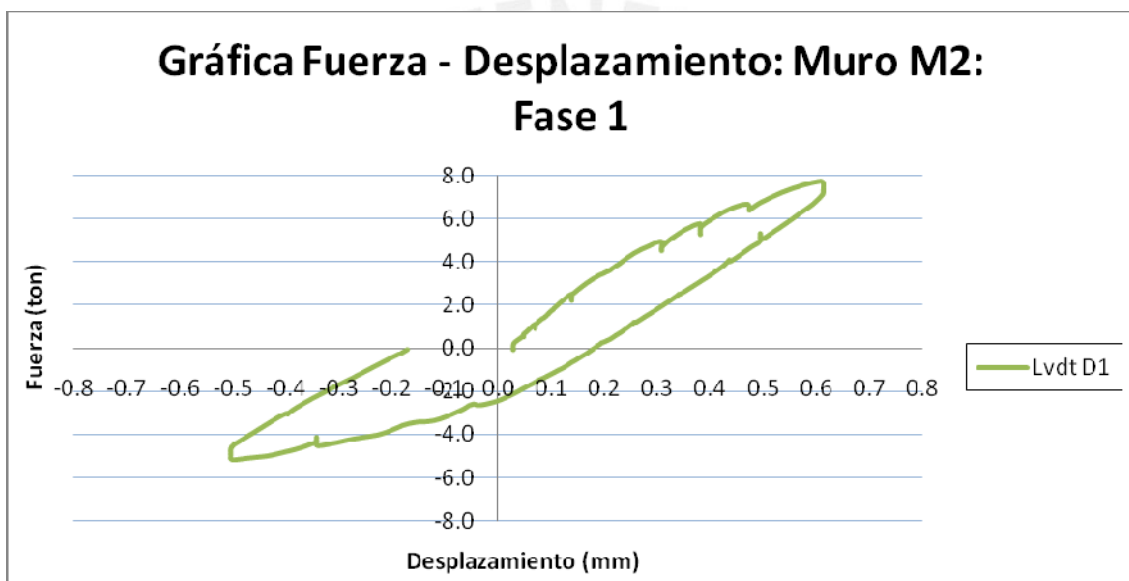
**Fig. 8.1.- Lazo histerético de la Fase 1 para el muro M1.**



**Tabla 8.1.- Cálculo de rigidez lateral elástica del muro M1**

	D (mm)	F (ton)
Punto 1	0.0290	0.4248
Punto 2	0.1703	3.1340
Delta	0.1413	2.7092
K (ton/m) Real		19173
K (ton/m) Teórico		21841
Error (%)		14%

En la Fig. 8.2 y Tabla 8.2 se muestra los resultados para el muro M2.



**Fig. 8.2.- Lazo histerético de la Fase 1 para el muro M2.**

**Tabla 8.2.- Cálculo de rigidez lateral elástica del muro M2**

	D (mm)	F (ton)
Punto 1	0.0531	0.7759
Punto 2	0.1442	2.6023
Delta	0.0911	1.8264
K (ton/m) Real		20048
K (ton/m) Teórico		21062
Error (%)		5%

En ambos muros, la diferencia entre la rigidez lateral teórica y experimental fue menor del 15%, con lo cual el error esta dentro del rango esperado.

## 8.2.- CÁLCULO DEL MODULO DE CORTE

Se uso la grafica Fuerza – Desplazamiento de los Lvd't's D7 y D8 de la fase 1 para el cálculo del modulo de corte. Estos sensores son los que ubicaron sobre las diagonales de los muros.

El modulo de corte se cálculo de la siguiente manera:

$$G = \Delta \tau / \Delta \gamma$$

Donde:

$\Delta \tau$  = Variación de esfuerzo =  $(F1 - F2) / (\text{área de corte})$

$\Delta \gamma$  = Deformación angular =  $\xi_7 + \xi_8$

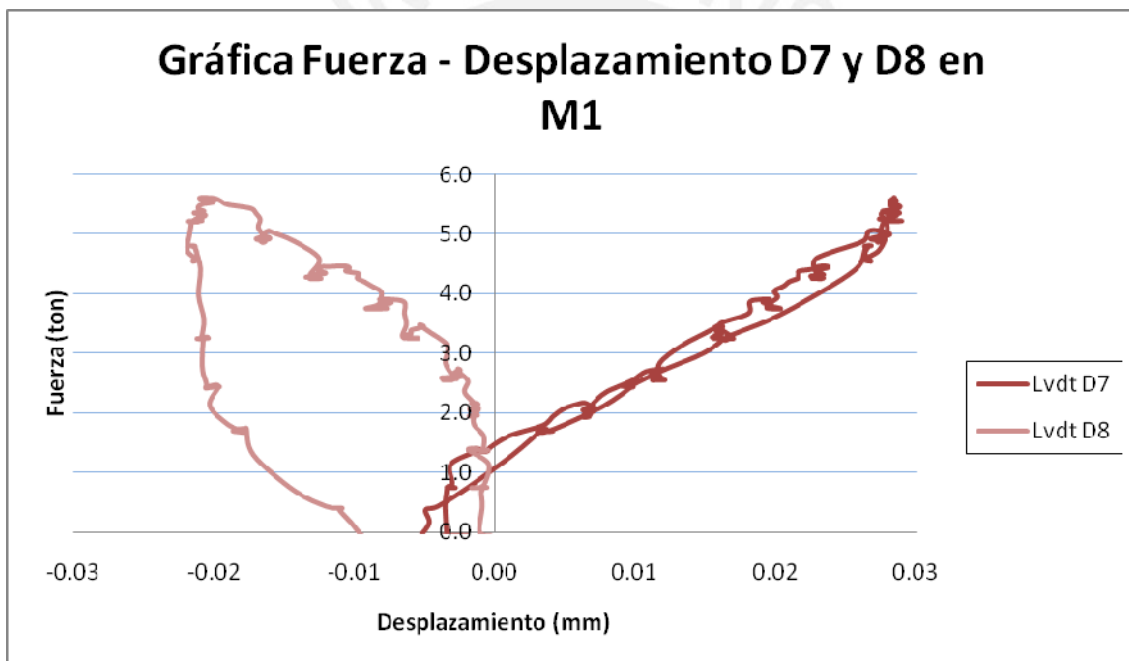
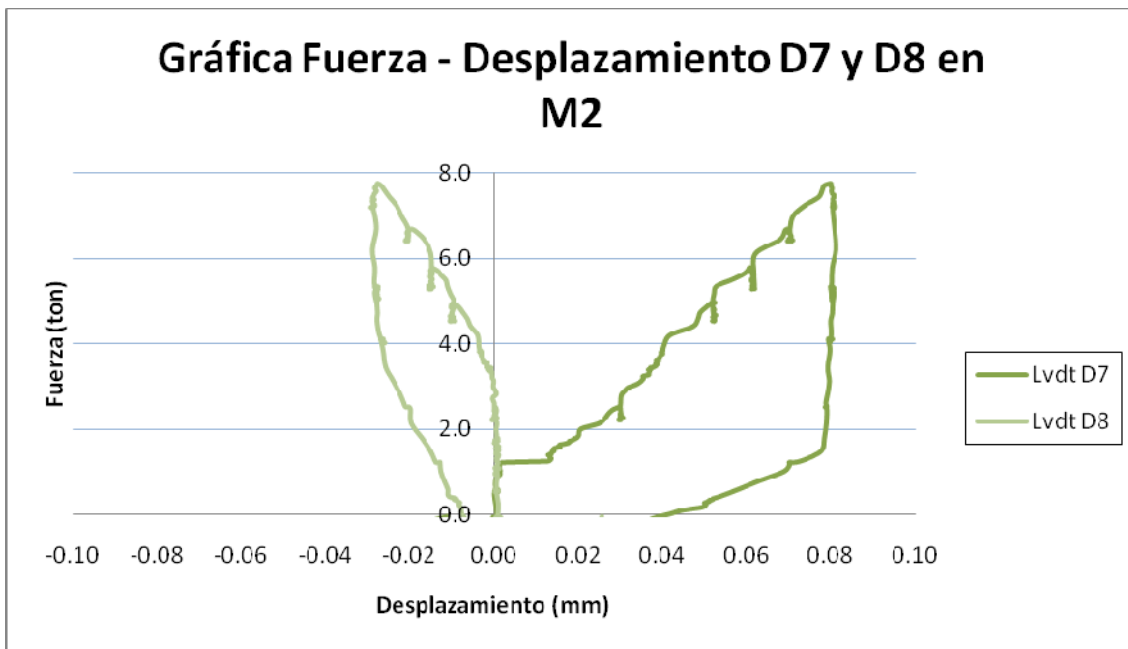


Fig. 8.3.- Gráfica Fuerza – Desplazamiento LVDT D7 y D8 del muro M1.



**Fig. 8.4.- Gráfica Fuerza – Desplazamiento LVDT D7 y D8 del muro M2.**

Como los desplazamientos fueron menores que el grado de precisión de los LvdT's, desplazamientos menores a 0.10 mm, no se calculo el modulo de corte puesto que podemos caer en un error.

### 8.3.- ROTURA DIAGONAL

En etapa de empuje de la fase 4 se presentaron las primeras fisuras diagonales. Las fuerzas y desplazamientos asociadas a la rotura diagonal se muestran en la tabla 8.3.

**Tabla 8.3.- Rotura diagonal de los muros de albañilería confinada**

	Vm experimental (ton)	Desplazamiento (mm)	Vm teórico (ton)	Error
M1	14,93	5,09	12,48	-16%
M2	14,05	5,12	13,65	-3%

La fuerza de agrietamiento diagonal teórico (Vm) se calculó con la expresión:

**$Vm = 0.5 v'm t L$** . Donde  $v'm$  es dato del ensayo a compresión diagonal de los muretes (Ver acápite 3.2.4).

En la Tabla 8.3 observamos que para el muro M2 los valores experimentales son similares a los valores teóricos calculados, sin embargo esta diferencia es ligeramente mayor para el muro M1.

#### 8.4.- DISTORSIÓN ANGULAR

De acuerdo a la Referencia 1, la máxima distorsión angular permisible en muros de albañilería es de 0.005, en el ensayo esta distorsión corresponde a un desplazamiento lateral de  $0.005 \times h = 12.5 \text{ mm}$ , asociado a la fase 7, para el cual ambos muros pueden ser reparados.

#### 8.5.- FISURACIÓN DE TRACCIÓN POR FLEXIÓN

Para ambos muros, las grietas de tracción por flexión se presentaron en el primer ciclo de la fase 2.

Como se puede observar en la Tabla 8.4 los valores obtenidos del ensayo son menores a lo calculado en el acápite 5.3.

**Tabla 8.4.- Fuerza de Agrietamiento de tracción por flexión**

	F experimental (ton)	F teórica (ton)	Error
M1	8,20	9,20	12%
M2	8,81	9,04	3%

Sin embargo, la diferencia aumenta al considerar que la resistencia a compresión del concreto de las columnas a los 28 días de edad es mayor a la considerada teóricamente ( $f'_c$  de columnas  $175 \text{ kg/cm}^2$ ), teniendo así que para el muro M1:  $198 \text{ kg/cm}^2$  y para el muro M2:  $208 \text{ kg/cm}^2$ . En la tabla 8.5 calculamos F con esta resistencia y la fórmula del acápite 5.3 que es conservadora, a continuación se observan los resultados.

**Tabla 8.5.- Fuerza de Agrietamiento de tracción por flexión**

	F experimental (ton)	F teórica (ton)	Error
M1	8,20	9,78	19%
M2	8,81	9,85	12%

#### 8.6.- COMPORTAMIENTO DEL REFUERZO VERTICAL

La fuerza cortante que logra la fluencia del refuerzo de las columnas de confinamiento, ha sido calculada anteriormente (Ver acápite 5.5) y este valor es  $V_f = 17.34 \text{ ton}$ .

El valor máximo de fuerza horizontal alcanzado por los dos muros fue para el muro M1: 23,18 ton y para el muro M2: 19,29 ton. Lo que significa que el refuerzo entró a la etapa de endurecimiento por ser estas fuerzas mayores a  $V_f$ .

También se verificó el endurecimiento del acero, para lo cual se utilizaron los datos registrados por los Lvd't's D2 y D3, ubicados en los talones de los muros, con la finalidad de determinar la deformación unitaria.

$$\varepsilon = D / L$$

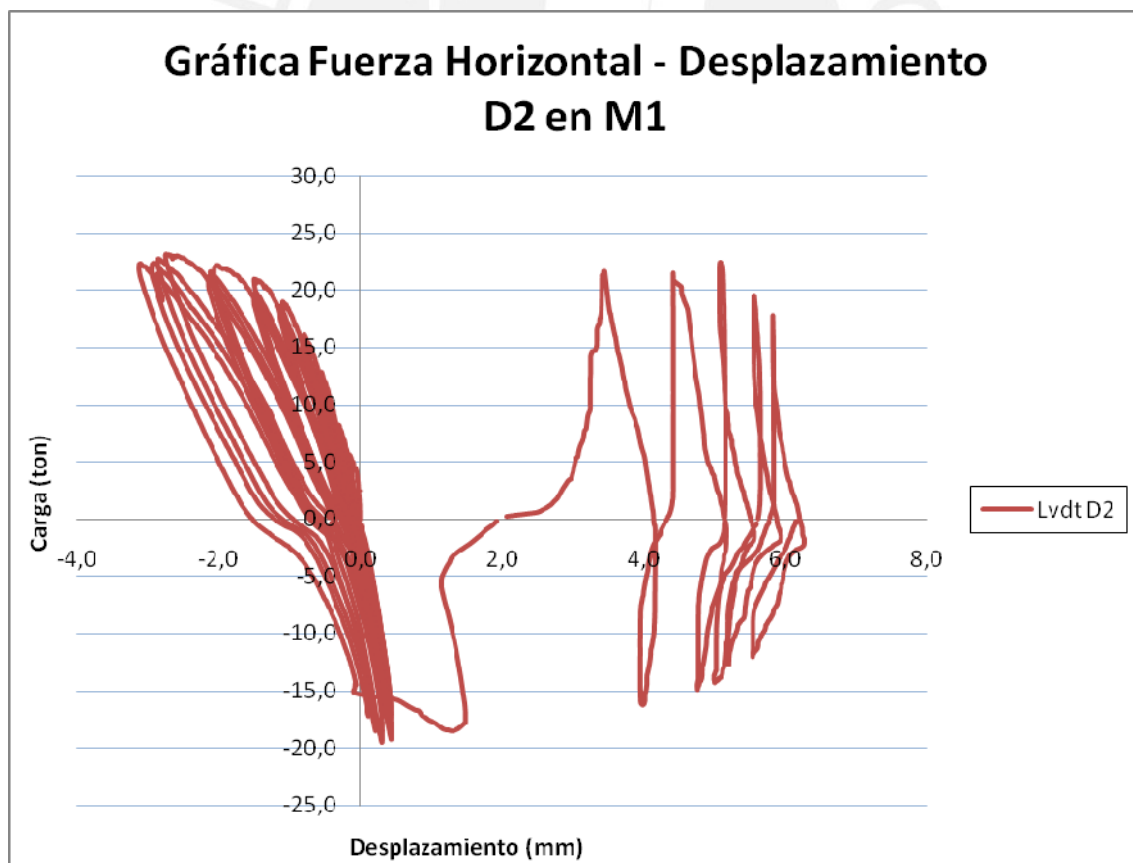
Donde:

$\varepsilon$  = Deformación unitaria

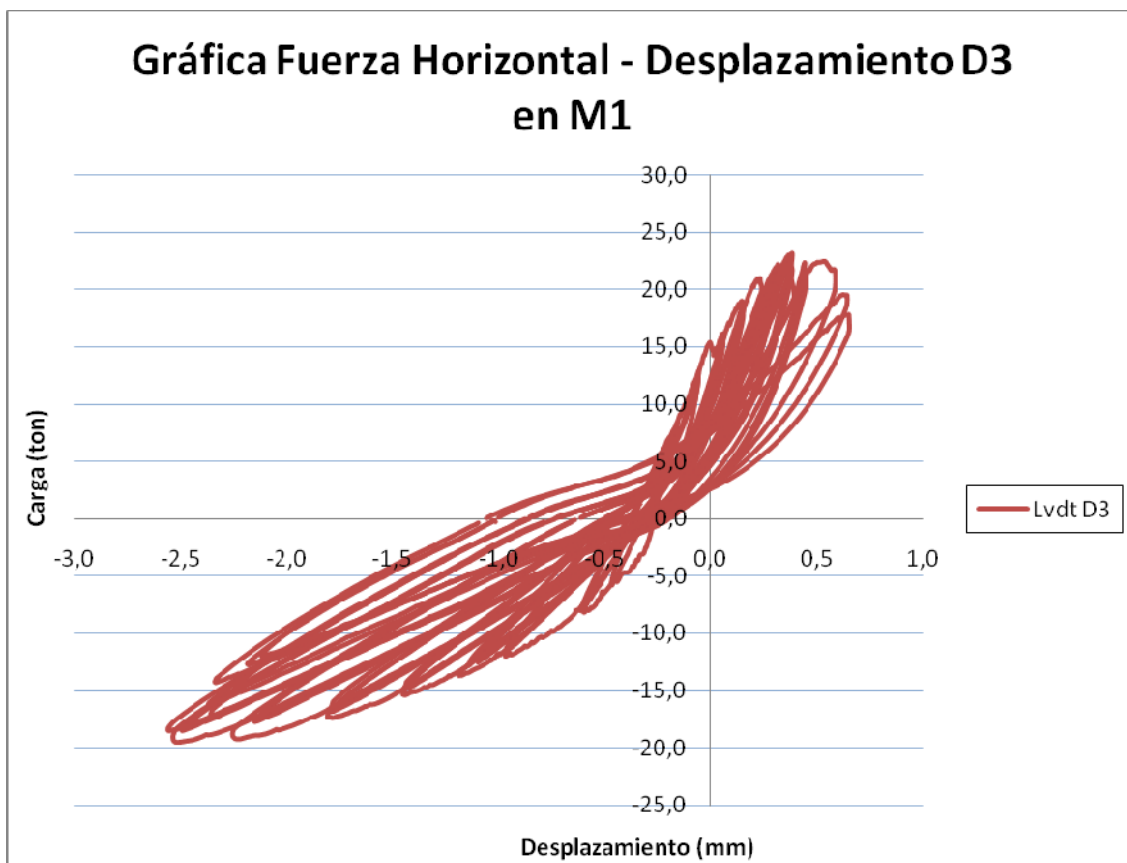
D = Valor promedio absoluto del máximo desplazamiento de Lvd't's D2 y D3

L = Distancia entre las bases de los sensores

En las Fig. 8.5 y Fig. 8.6 se muestran los gráficos para los Lvd't's D2 y D3 del muro M1.



**Fig. 8.5.- Gráfica Fuerza Horizontal – Desplazamiento LVDT D2 del muro M1.**



**Fig. 8.6.- Gráfica Fuerza Horizontal – Desplazamiento LVDT D3 del muro M1.**

Para M1:

$D = 4.41 \text{ mm}$

$L = 227 \text{ mm}$

$\varepsilon = 0.019$

La deformación unitaria del acero en fluencia ( $f_y / E_s = 4\,200 / 2\,100\,000 = 0,002$ ) es menor a la deformación unitaria calculada en el muro M1 ( $\varepsilon = 0.019$ ) con lo cual se demuestra que el acero entro en la etapa de endurecimiento. De la misma manera se calculó la deformación unitaria de los sensores ubicados en el muro M2.

Para MC:

$D = 1.78 \text{ mm}$

$L = 227 \text{ mm}$

$\varepsilon = 0.008 > 0.002$

### 8.7.- CARGA MÁXIMA SOPORTADA

La resistencia máxima experimental, se obtuvo de promediar los valores máximos absolutos de las ramas del primer ciclo de cada una de las fases (Fig.7.1). La máxima carga se presentó durante la fase 8 del ensayo para ambos muros, los resultados se muestran en la Tabla 8.6.

**Tabla 8.6.- Máxima carga soportada por los muros M1 y M2**

	Fuerza Máxima (ton)	Desplazamiento (mm)
M1	21.35	15.22
M2	18.63	15.39

Podemos observar que los valores de carga máxima entre ambos muros difieren en un 17%, sobrepasando ambas la fuerza asociada al máximo momento nominal  $V_f = 17.34$  ton, calculado en el acápite 5.5, lo cual significa que el acero incurrió a la etapa de endurecimiento.

### 8.8.- DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ

La rigidez lateral se calculó como la pendiente del lazo histerético perteneciente al ciclo 1, que fue más estable, de cada una de las fases. Los puntos considerados para calcular la rigidez se muestran en la Tabla 8.7 y Tabla 8.8.

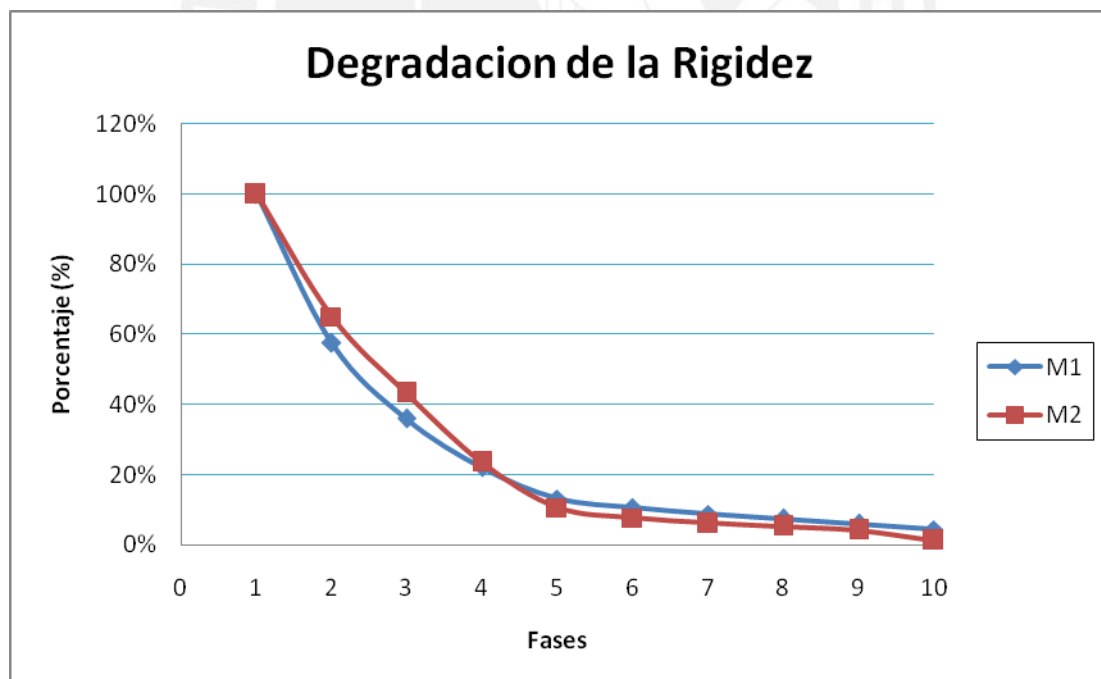
**Tabla 8.7.- Tramos de la Gráfica Fuerza - Desplazamiento para el cálculo de la rigidez lateral para el Muro M1**

	Punto 1		Punto 2		K ton-m	Degradación %
	mm	ton	mm	ton		
Fase 1	0,0290	0,4248	0,1703	3,1340	19173	100%
Fase 2	0,0069	1,5867	0,1569	3,2431	11043	58%
Fase 3	0,0163	1,056	0,6051	5,1267	6914	36%
Fase 4	0,1575	1,8499	1,2558	6,515	4248	22%
Fase 5	0,2338	2,2152	2,5538	8,0749	2526	13%
Fase 6	0,7217	2,9223	3,2408	8,0079	2019	11%
Fase 7	1,1607	3,3802	3,8029	7,8654	1698	9%
Fase 8	1,1717	3,2738	3,7495	6,9539	1428	7%
Fase 9	1,0438	3,5842	3,9688	6,9953	1166	6%
Fase 10	0,8642	4,2021	3,385	6,3615	857	4%

**Tabla 8.8.- Tramos de la Gráfica Fuerza - Desplazamiento para el cálculo de la rigidez lateral para el Muro M2**

	Punto 1		Punto 2		K ton-m	Degradación %
	mm	ton	mm	ton		
Fase 1	0,0531	0,7759	0,1442	2,6023	20048	100%
Fase 2	0,0007	2,347	0,195	4,769	12465	65%
Fase 3	0,004	2,877	0,392	6,101	8309	43%
Fase 4	0,076	3,212	0,854	6,734	4527	24%
Fase 5	0,121	2,315	1,731	5,61	2047	11%
Fase 6	0,238	2,673	1,979	5,25	1480	8%
Fase 7	0,419	2,566	3,067	5,682	1177	6%
Fase 8	0,118	1,228	5,932	7,112	1012	5%
Fase 9	4,964	2,519	7,121	4,258	806	4%
Fase 10	0,649	0,529	4,635	1,556	258	1%

Para graficar la degradación de la rigidez lateral (K) a lo largo del incremento del desplazamiento horizontal (Fases), se analizaron las gráficas fuerza - desplazamiento del LvdT D1 en cada fase.



**Fig. 8.7.- Degradación de la rigidez lateral de los muros de albañilería confinada**

Como se aprecia en la Fig. 8.7, la degradación de la rigidez lateral es similar en ambos muros.



### 8.9 .- COMPARACION DE RESULTADOS DE MUROS DE ALBAÑILERIA UTILIZANDO UNIDADES DE CONCRETO TIPO A Y B CON MORTERO CEMENTO: ARENA

En las tablas siguientes se aprecian los resultados obtenidos en los ensayos para los muros de albañilería de concreto, en donde el tipo I muestra resultados de los muros que emplearon las unidades de concreto bloque antiguo y el tipo II, muro empleando unidades de concreto con una nueva configuración.

**Tabla 8.9.- Rigidez lateral elástica**

	Rigidez lateral elástica K	
	Tipo A	Tipo B
K real (ton/m)	19.87	19.17
K teorico (ton/m)	22.08	21.84

**Tabla 8.10.- Rotura diagonal**

	Rotura diagonal Vm	
	Tipo A	Tipo B
Vm real (ton)	16.07	14.93
Vm teorico (ton)	15.95	12.48

**Tabla 8.11.- Distorción angular**

	Distorción angular	
	Tipo A	Tipo B
Desplazamiento lateral (mm)	12.5	12.5

**Tabla 8.12.- Tracción por flexión**

	Fisuración de tracción por flexión (Teórico)	
	Tipo A	Tipo B
Fza. agrietamiento real (ton)	11.14	8.20
Fza. Agrietamiento teórico (ton)	9.28	9.20

Debido a que la resistencia del concreto en las columnas ensayadas a los 28 días es mayor que la teórica ( $f'c=175\text{kg/cm}^2$ ), entonces tenemos lo siguiente:

**Tabla 8.13.- Tracción por flexión**

	Fisuración de tracción por flexión (real)	
	Tipo A	Tipo B
Fza. agrietamiento real (ton)	11.14	8.20
Fza. Agrietamiento teórico (ton)	11.01	9.78

**Tabla 8.14.- Deformación del acero**

	Deformación unitaria del acero	
	Tipo A	Tipo B
$\xi$	0.0059	0.019

**Tabla 8.15.- Carga máxima**

	Carga máxima soportada	
	Tipo A	Tipo B
F max (ton)	22.09	21.35

**Tabla 8.16.- Degradación de la rigidez**

Degradación de la rigidez		
Degradación por fases (%)	Tipo A	Tipo B
1	100	100
2	64	58
3	31	36
4	23	22
5	15	13
6	12	11
7	10	9
8	9	7
9	7	6
10	6	4



## CAPÍTULO 9: CONCLUSIONES

Las conclusiones que se presentan a continuación, se encuentran limitadas por la poca cantidad de especímenes ensayados, pero, aún así, constituyen un indicio del buen comportamiento sísmico que se obtuvo en los muros confinados hechos con los dos tipos de morteros para las unidades de concreto analizadas. Estas conclusiones son válidas sólo para materiales semejantes a los estudiados en este proyecto.

### 9.1.- UNIDADES

- Según la referencia 1, el uso de las unidades de albañilería está limitado de acuerdo al uso o aplicación. En esta investigación se ha contemplado el uso de albañilería confinada en edificios de 5 pisos, ubicados en la Zona 3 (Zonificación de la Norma Sismorresistente E.030), donde las unidades deben ser sólidas, es decir, el porcentaje del área de huecos no debe ser mayor que el 30% del área bruta de la cara de asentado. De acuerdo a los resultados, los ladrillos de concreto tipo B (nuevo) se calificaron como unidades sólidas aptas para ser utilizadas en nuestros ensayos.
- Para fines estructurales, los ladrillos de concreto clasificaron como tipo III, debido a que su resistencia a compresión ( $f'b$ ) no superó la mínima resistencia especificada en la Ref.1 para clasificar como tipo IV ( $139\text{kg/cm}^2$ ). Sin embargo, esto no es condicionante como para que los ladrillos de concreto puedan ser empleado en edificios de 5 pisos en la zona sísmica 3.
- Comparando resultados obtenidos de los ensayos de los muros con ladrillos Tipo A y B, podemos decir que las unidades Tipo A, resultaron ser del tipo IV, mientras que las del tipo B, fueron clasificación III.
- Estos resultados, los podemos obtener de comparar los  $f'b$  (resistencias a compresión) en ambos muros. Para el uso de las unidades tipo A (unidades de concreto bloque antiguo), la resistencia  $f'b$  obtenida mediante los ensayos, fue igual a  $150\text{kg/cm}^2$ , y para los ladrillo con el bloque nuevo de concreto (Tipo B), la resistencia a la compresión obtenida ( $f'b$ ) fue de  $118\text{ kg/cm}^2$ .

### 9.2.- PRISMAS DE ALBAÑILERÍA

- La resistencia a compresión ( $f'm$ ) para las pilas construidas con ladrillos



utilizando mortero añadido con cal, resultó ser mayor que las que no utilizaban este elemento adicional al mortero. Esto debido a que la cal ayuda a la mezcla a fraguar más rápidamente, con lo cual en la fecha de toma de resultados, dicho elemento vertical que contenía mortero con cal, resultó ligeramente más resistente.

- La resistencia a corte puro ( $v'm$ ) de muretes construidos con ladrillos utilizando mortero añadido con cal, resultó ser mínimamente menor que las que no utilizaban este elemento adicional al mortero. Esta diferencia es tan pequeña, que el uso de la cal en morteros para el caso de muretes no es muy beneficioso y si elevaría los costos de construcción.
- Si comparamos los resultados obtenidos para los ensayos en pilas con unidades Tipo A y Tipo B, podemos decir que la compresión axial obtenida para las pilas de tipo A fue mayor en un 18% que la obtenida con los ladrillos tipo B, esto significa que el uso de unidades Tipo A para construcción de columnas o elementos verticales es preferible usarlas con los bloques de concreto modelo antiguo.
- En relación a los muretes, tenemos que los resultados obtenidos utilizando unidades Tipo A, también resultaron mayores a los obtenidos con ladrillos Tipo B, en un porcentaje mínimo de 6%, por tanto ambos tipos de ladrillos son útiles para la construcción de elementos estructurales como muros.

### 9.3.- CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

- La conexión a ras mejoró la conexión columna – albañilería en los muros confinados, evitándose problemas que muchas veces se presentan en la conexión dentada tradicional: cangrejeras bajos los dientes, rotura de dientes al compactar el concreto de las columnas. Adicionalmente, los chicotes colocados en los extremos de la albañilería, cada dos hiladas, permitieron que el desplazamiento en la conexión columna – albañilería, sea menor de 1mm.

### 9.4.- RIGIDEZ LATERAL

- La rigidez lateral elástica (K) del muro M2 (muro sin mortero añadido con cal) fue mayor que la rigidez lateral del muro M1 (mortero con cal). Por otro lado, en el rango inelástico, la degradación de rigidez fue similar en ambos muros.

- La rigidez lateral elástica (K) del muro que empleó ladrillos Tipo A, fue 5% mayor que la rigidez lateral del muro Tipo B. Esta rigidez pudo predecirse con menos porcentaje de error aplicando el criterio de la sección transformada.

### 9.5.- RESISTENCIA A TRACCIÓN POR FLEXIÓN

- La resistencia a tracción por flexión del muro M1 (mortero con cal) fue 7% mayor que la del M2. Ambas resistencias pudieron predecirse con cierto porcentaje de error, aplicando el criterio de la sección transformada no agrietada y admitiéndose que la resistencia a tracción por flexión del concreto de las columnas es:  $f't = 2\sqrt{f'c}$ , en kg/cm<sup>2</sup>. Además que ambos muros llegaron a la etapa de endurecimiento debido a que sus máximas fuerzas horizontales alcanzadas superaron a la fuerza cortante de estos.
- La fuerza a tracción por flexión que generó la primera fisura en los muros que emplearon unidades de concreto Tipo A, fue de 9.28 ton y para el muro que utilizó unidades de concreto Tipo B, la fuerza a tracción por flexión de 9.04ton. De esto podemos concluir que las unidades de concreto antiguas se demoran mas en que se produzcan fisuras en un 1%, carga realmente no significativa.

### 9.6.- CARGA MÁXIMA

- La máxima carga soportada por los muros M1 y M2 fue similar, e indicó que el refuerzo de las columnas ingresó en la etapa de endurecimiento, lo que pudo verificarse con los instrumentos empleados.
- Comparando los muros con ladrillos Tipo A y B, en ambos casos se obtuvo una fuerza de corte ( $V_f$ ) de 17.34ton. En el caso del muro Tipo A, la carga de agrietamiento diagonal ( $V_m$ ) obtenida fue de 15.95 ton > 13.65 ton (obtenida con unidades Tipo B). En ambos casos podemos decir que sus  $V_m < V_f$  (Fuerza de corte), por lo que ambos muros tenderán a fallar por corte con una grieta diagonal.

### 9.7.- COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS

- Las fisuras que aparecieron en el muro M2 (ladrillos sin cal), siguieron el mismo patrón que tuvieron los muretes correspondientes: fueron principalmente escalonadas. En cambio, en el muro M1 (ladrillos con cal), la grieta fue diagonal cortando ladrillos y mortero, con lo cual, la adherencia ladrillo-mortero fue mejor para el caso de los ladrillos sin cal añadida en el mortero.



**Fig.10.1.- Fisuras patrón para ambos muros**

- Ambos muros, M1 y M2, tuvieron una falla por corte y su comportamiento fue similar hasta la máxima distorsión angular permitida 0.005 (Fase 7 del ensayo cíclico), donde ambos muros podrían ser reparados.
- Luego de la Fase 9, ambos muros presentaron una mayor cantidad de ladrillos triturados, aunque esto ocurrió para una deriva superior al límite especificado por la Norma Sismorresistente E.030 (0.005). Los ladrillos triturados, podrían haberse incrementado si el muro estuviese sometido bajo carga vertical.
- En relación a la comparación de los muros que utilizaron unidades de concreto Tipo A y B. Para el caso del comportamiento de los muros Tipo A, las fisuras obtenidas fueron principalmente escalonadas, pasando por la cara lisa del ladrillo. En el caso del muro Tipo B, las fisuras mostradas fueron diagonales y cortando los ladrillos.



- Ambos muros, Tipo A y Tipo B, tuvieron al igual que para los M1 y M2, una falla por corte y su comportamiento fue similar hasta la máxima distorsión angular permitida 0.005 (Fase 7 del ensayo cíclico).
- Luego de la fase 9, el muro con ladrillos de concreto Tipo A tuvo mayor cantidad de fisuras que el muro Tipo B, así como una mayor cantidad de ladrillos triturados.







## BIBLIOGRAFIA

- 1.- SENCICO. (2006). Norma Técnica de Edificación E.070. Albañilería. Lima, Perú.
- 2.- SENCICO (2003). Norma Técnica de Edificación E.030. Diseño Sismorresistente. Lima, Perú.
- 3.- Comparación del Comportamiento a Carga Lateral Cíclica de un Muro Confinado con Ladrillos de Concreto y otro con Ladrillos de Arcilla. Tesis de Paola Diana Angles Pari. Lima, 2008.
- 4.- A. San Bartolomé. (1998). Construcciones de albañilería. Comportamiento Sísmico y diseño Estructural. Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- 5.- Norma Técnica E.070 – Albañilería. Resolución Ministerial N° 011-2006-VIVIENDA
- 6.- ININVI. (1989). Norma Técnica Peruana E.060. Concreto Armado. Lima, Perú.