

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**“ENSAYOS CÍCLICOS EN MUROS DE ALBAÑILERÍA
CONFINADA CONSTRUIDOS CON LADRILLOS KING KONG DE
FABRICACIÓN INDUSTRIAL”**

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

Melissa Ornella Coral Alva

Asesor:

Dr. Nicola Tarque



A mi familia, en especial a mi abuelita, mi mamá y mi tía Milagros.

Agradecimientos

A Dios por estar siempre conmigo durante las buenas y malas experiencias.

Al Dr. Nicola Tarque por la confianza y las enseñanzas brindadas.

Al equipo del laboratorio de estructuras que intervino en la realización de esta investigación.

A Alfredo y a Sonia por sus conocimientos y su tiempo.

A mi familia por su apoyo incondicional, sus consejos y su cariño.

A los amigos que me apoyaron a lo largo de la vida universitaria e, inclusive, en el término de este proyecto.



Resumen

La mayoría de las viviendas construidas en el Perú son a base de muros de albañilería confinada. Sin embargo, la construcción de este tipo de estructuras no se realiza con la unidad adecuada. Una de las razones principales para utilizar este ladrillo, conocido como King Kong 18 huecos, es el bajo costo que presenta en las fábricas industriales de producción de unidades de arcilla con respecto a la unidad adecuada, el cual es el ladrillo INFES. Cabe agregar, que la Norma E.070 establece que las construcciones de albañilería confinada deben construirse con ladrillos INFES, ya que estos presentan un porcentaje de vacíos menor al 30% de su área. Debido a que el ladrillo King Kong 18 huecos posee un porcentaje de vacíos mucho mayor al 30% de su área (aproximadamente 45%), es necesario conocer su comportamiento ante sismos.

Por ello, en este trabajo, el objetivo principal es conocer el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada construido con ladrillos King Kong 18 huecos. Para ello, se construyeron tres muros a escala natural, los cuales fueron sometidos a ensayos de carga lateral cíclica de desplazamiento controlado mediante el protocolo de ensayo del FEMA 461. Asimismo, se realizaron pruebas a la unidad utilizada para conocer sus características y se realizaron ensayos a pilas y muretes construidos con este tipo de ladrillo para determinar sus propiedades mecánicas.

La importancia de este trabajo es conocer si los muros de ladrillo King Kong 18 huecos poseen un comportamiento estructural adecuado ante sismos. Además, determinar si los muros construidos representan a las viviendas de albañilería confinada construidas en Lima.

Los ensayos realizados brindaron como resultados la curva de capacidad de los muros. Esta se representó en una curva trilineal para la determinación de los puntos de fluencia, resistencia máxima y última. De esta manera, se obtuvo la ductilidad del muro, la cual fue mucho mayor a la esperada. Se puede concluir que los muros desarrollaron una gran ductilidad ante las cargas cíclicas. Asimismo, la descripción de los daños del muro para los límites establecidos brindó información de los niveles de desempeño de este tipo de albañilería ante cargas cíclicas.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada
construidos con ladrillos King Kong de fabricación
industrial

Área : Estructuras - Investigación

Asesor : Dr. Nicola Tarque

Alumno : MELISSA ORNELLA CORAL ALVA

Código : 2010.5713.412

Tema N° : # 423

Fecha : Lima, 03 de marzo de 2017



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Según la Norma E0.70, las construcciones de albañilería confinada en zonas sísmicas altas deben ser realizadas con ladrillos sólidos industriales, conocido comercialmente como ladrillo INFES. Sin embargo, en las últimas décadas este fue reemplazado por la unidad King Kong 18 huecos, el cual posee diferencias tanto físicas, mecánicas y de costo con respecto al ladrillo sólido. Por ello, es necesario conocer el comportamiento sísmico de la albañilería confinada construida con ladrillo King Kong 18 huecos, para saber si este tipo de unidad es adecuada frente a sismos.

OBJETIVO Y ALCANCE

El objetivo general del proyecto es caracterizar el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada construidos con ladrillos King Kong 18 huecos de fabricación industrial.

El alcance del proyecto es realizar la construcción de tres muros a escala natural de dimensiones y características similares, los cuales serán llevados a ensayos de carga lateral cíclica hasta la rotura con el fin de determinar las curvas de capacidad. Adicionalmente, se realizarán ensayos a las unidades, al mortero y a los primas (pilas y muretes) para obtener las principales propiedades de la albañilería.

METODOLOGÍA Y RESULTADOS ESPERADOS

La metodología que se desarrolla en esta investigación es experimental y aplicativa. Se caracteriza de esta forma ya que, experimentalmente, se conseguirán resultados mediante la realización de ensayos controlados; asimismo, será aplicativa, pues los datos obtenidos servirán para el desarrollo de las curvas de capacidad y otras aplicaciones.

Los pasos que se seguirá para el desarrollo del proyecto son los siguientes: investigación bibliográfica, realización de ensayos en la unidad y en el mortero, ensayos en pilas y

muretes, construcción de los tres muros, ensayos cíclicos en los muros construidos sin carga axial, recolección de datos, interpretación de resultados.

Los resultados encontrados a partir de los ensayos cíclicos serán la curva de capacidad, la cual servirá para determinar los puntos de fluencia, resistencia máxima y última. Además, se determinaran las características mecánicas de los muros como la ductilidad, la resistencia y la rigidez. Finalmente, con la curva de capacidad se podrá describir las fallas que se producen en estos tipos de muros a partir de los límites de niveles de daños propuestos. De esta forma se busca obtener la mayor información acerca del comportamiento sísmico para este tipo de albañilería.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.

VB°

Dr. Rafael Aguilar

Director de Investigación



Tabla de contenido

Índice de figuras	v
Índice de Tablas	vii
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1. Descripción.....	1
1.1.1. Objetivos	2
1.1.2. Hipótesis.....	2
1.2. Marco teórico.....	2
1.3. Estado del arte	7
1.4. Metodología.....	10
CAPÍTULO 2 ESTUDIO DEL MORTERO Y LAS UNIDADES	13
2.1. Introducción.....	13
2.2. Mortero.....	13
a) Granulometría en la arena gruesa	14
b) Compresión en probetas cúbicas de mortero	15
2.3. En la unidad	18
a) Variación dimensional.....	19
b) Alabeo	21
c) Compresión axial.....	22
d) Succión.....	23
e) Absorción	25
f) Porcentaje de vacíos	26
2.4. Interpretación de resultados	27
CAPÍTULO 3 ESTUDIO DE LOS PRISMAS DE ALBAÑILERÍA.....	29
3.1. Introducción.....	29
3.2. Ensayos en pilas	29
3.2.1. Construcción.....	29
3.2.2. Proceso de ensayo	30
3.2.3. Interpretación de resultados.....	31
3.3. Ensayos en muretes.....	36
3.3.1. Construcción.....	36
3.3.2. Proceso de ensayo	37
3.3.3. Interpretación de los resultados	38
CAPÍTULO 4 CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA	43
4.1. Características de los muros	43

4.1.1. Geometría de los muros.....	43
4.1.2. Refuerzo de los muros.....	44
4.2. Construcción de los muros.....	45
4.2.1. Construcción de las vigas de cimentación.....	45
4.2.2. Construcción de los paños de albañilería.....	47
4.2.3. Construcción de las columnas.....	48
4.2.4. Construcción de la viga solera.....	50
CAPÍTULO 5 ANÁLISIS TEÓRICO DE LOS MUROS A ESCALA NATURAL.....	52
5.1. Módulo de elasticidad y de corte.....	52
5.2. Sección transformada.....	52
5.3. Rigidez lateral.....	54
5.4. Fisuración en tracción por flexión.....	54
5.5. Agrietamiento diagonal teórico.....	55
5.6. Momento flector nominal máximo.....	56
5.7. Tipo de falla esperada.....	56
CAPÍTULO 6 ESTUDIO DE LOS ENSAYOS CÍCLICOS EN MUROS DE ALBAÑILERÍA.....	57
6.1. Introducción: ¿Qué es un ensayo cíclico?.....	57
6.2. Protocolo ensayo FEMA 461.....	57
6.3. Montaje e instrumentación.....	58
6.4. Ensayo de los muros.....	60
6.4.1. Ensayo del muro MA – SQ 01.....	61
6.4.2. Ensayo del muro MA – SQ 02.....	67
6.4.3. Ensayo del muro MA – SQ 03.....	74
6.5. Resultados.....	81
6.5.1. Lazos histeréticos.....	81
6.5.2. Curva de capacidad.....	82
6.6. Interpretación de resultados.....	83
6.6.1. Rigidez lateral elástica.....	83
6.6.2. Degradación de la rigidez.....	84
6.6.3. Módulo de corte.....	85
6.6.4. Curva de capacidad trilineal.....	86
CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	89
7.1. Conclusiones.....	89
7.2. Recomendaciones.....	92
CAPÍTULO 8 BIBLIOGRAFÍA.....	93

Índice de figuras

Figura 1.1 Muro de albañilería confinada (Adaptado de Aceros Arequipa, 2011).....	3
Figura 1.2 Comparación gráfica entre un ladrillo sólido (18 huecos) y otro tubular. (Adaptado de Aceros Arequipa, s.f.)	4
Figura 1.3 Ensayo cíclico en un muro de albañilería. (Adaptado de Restrepo y Takeuchi, 2006)	5
Figura 1.4 Ensayo de un entrepiso de bóvedas de doble curva en una mesa vibradora. (Cisneros, 2011)	6
Figura 1.5 Protocolo de desplazamiento según el FEMA 461 (Forcael et al, 2014) .	7
Figura 1.6 Resultados de la investigación.....	9
Figura 1.7 Gráfica de las envolventes de fuerza – desplazamiento	10
Figura 2.1 Proceso de fabricación del mortero.....	13
Figura 2.2 Proceso de realización de cubos de mortero	15
Figura 2.3 Procedimiento de ensayo de resistencia a la compresión en morteros cúbicos	16
Figura 2.4 Curva de esfuerzo de compresión vs días de curados de los cubos de mortero	18
Figura 2.5 Ladrillo King Kong de 18 huecos.....	18
Figura 2.6 Medición del largo de la unidad	19
Figura 2.7 Medición del alabeo con la regla y cuña de acero.....	21
Figura 2.8 Procedimiento del ensayo de resistencia a compresión en los ladrillos..	22
Figura 2.9 Ladrillo colocado en la lámina de agua de 3 mm	24
Figura 2.10 Ladrillos colocados en agua luego de haberse enfriado.....	25
<i>Figura 2.11 Pasos para el cálculo de porcentaje de vacíos</i>	26
Figura 3.1 Proceso de construcción de las pilas	30
Figura 3.2 Proceso de ensayo de pilas	31
Figura 3.3 Fallas producidas en las pilas que se ensayaron	32
Figura 3.4 Gráfico fuerza vs desplazamiento del LVDT local anterior para cada pila	35
Figura 3.5 Construcción de los muretes.....	37
Figura 3.6 Procedimientos de ensayo	38
Figura 0.7 Fallas producidas en los muretes ensayados.....	39
Figura 0.8 Gráfico de fuerza vs desplazamiento del LVDT horizontal para cada murete	41
Figura 4.1 Dimensiones del muro y sus elementos.....	43
Figura 4.2 Detalle de los refuerzos de los elementos de confinamiento del muro ...	44
Figura 4.3 Proceso constructivo de la viga de cimentación.....	47
Figura 4.4 Proceso constructivo del paño de albañilería	48
Figura 4.5 Procedimiento constructivo de las columnas.....	49
Figura 4.6 Proceso constructivo de las vigas soleras.....	50
Figura 5.1 Sección transformada del muro de albañilería	53
Figura 6.1 Historia de carga (FEMA 461, 2007).....	57
Figura 6.2 Gatas vertical y horizontal aplicadas en la viga de cimentación	58
Figura 6.3 Actuador ubicado a la altura de la viga solera.....	58
Figura 6.4 Distribución de los sensores de medición	59

Figura 6.5 Historia de desplazamiento lateral	60
Figura 6.6 Lazos histeréticos y envolventes del muro MA-SQ01	81
Figura 6.7 Lazos histeréticos y envolventes del muro MA-SQ02	82
Figura 6.8 Lazos histeréticos y envolventes del muro MA-SQ03	82
Figura 6.9 Envolvente promedio de los muros	83
Figura 6.10 Curva de capacidad representativa de los muros.....	83
Figura 6.11 Gráfica de F vs D del segundo ciclo de las fase 2 de cada muro	84
Figura 6.12 Degradación de la rigidez de los muros ensayados	85
Figura 6.13 Gráfica trilineal de la curva de capacidad.....	87
Figura 6.14 Curva trilineal dividida en los límites de niveles de daño.....	88



Índice de Tablas

Tabla 1.1 Comparación de los resultados obtenidos del espécimen patrón (arena gruesa sin cal), cal (arena gruesa con cal), arena fina (arena fina sin cal)	7
Tabla 1.2 Comparación de resistencias obtenidas luego de los ensayos realizados en los muros	8
Tabla 1.3 Nombre y número de ensayos que se realizarán en las unidades.....	11
Tabla 2.1 Límite del porcentaje que pasa por cada malla para arena natural. Adaptado de NTP 399.607	14
Tabla 2.2 Resultados de la granulometría.....	14
Tabla 2.3 Resultados de ensayo a compresión de mortero después de 3 días de curado	17
Tabla 2.4 Resultados de ensayo a compresión de mortero después de 7 días de curado	17
Tabla 2.5 Resultados de ensayo a compresión de mortero después de 28 días de curado	17
Tabla 2.6 Características de los ladrillos usados en el proyecto dados por el fabricante	18
Tabla 2.7 Resultados de la prueba de variabilidad en los ladrillos	20
Tabla 2.8 Resultados de la prueba de alabeo en los ladrillos	21
Tabla 2.9 Resultados del ensayo de compresión a los ladrillos	23
Tabla 2.10 Resultados del ensayo de succión en las unidades	24
Tabla 2.11 Resultados de la prueba de absorción en los ladrillos.....	25
Tabla 2.12 Resultados de la prueba de porcentaje de vacíos en las unidades	27
Tabla 2.13 Cuadro clasificatorio para fines estructurales de ladrillo de arcilla (Adaptado de la Norma E.070)	28
Tabla 3.1 Factores de corrección de los valores de esbeltez de la Norma E.070 ...	33
Tabla 3.2 Cálculo y resultados de la resistencia a compresión en pilas	33
Tabla 3.3 Datos obtenidos de los LVDT locales.....	35
Tabla 3.4 Resultados obtenidos para el módulo de Elasticidad	36
Tabla 3.5 Cuadro de comparación de la relación de $E_m / f'm$	36
Tabla 3.6 Dimensiones, medida de la diagonal y fuerza máxima aplicada de cada murete	40
Tabla 3.7 Cálculo de la resistencia característica al corte.....	40
Tabla 3.8 Datos usados para el cálculo del módulo de corte	41
Tabla 3.9 Resultados obtenidos para el módulo de corte.....	42
Tabla 3.10 Cuadro de comparación de la relación G_m/E_m	42
Tabla 4.1 Evaluación del acero mínimo en columna y viga solera	45
Tabla 4.2 Resistencia a compresión del concreto de la viga de cimentación	47
Tabla 4.3 Resistencia a compresión del concreto de las columnas	50
Tabla 4.4 Resistencia a compresión del concreto de las vigas soleras	51
Tabla 6.1 Detalle de la instrumentación	59
Tabla 6.2 Fases del ensayo	60
Tabla 6.3 Resultados de la rigidez para cada muro	84
Tabla 6.4 Datos para el cálculo del módulo de corte.....	85
Tabla 6.5 Resultados del módulo de corte para cada muro	86

Tabla 6.6 Fuerzas cortantes y desplazamientos en la Fase 5.....	86
Tabla 6.7 Fuerzas cortantes y desplazamientos en la Fase 11.....	87
Tabla 6.8 Fuerzas cortantes y desplazamientos en la Fase 12.....	87
Tabla 7.1 Comparación de las fuerzas que producen las fallas por flexión y corte..	90
Tabla 7.2 Puntos que conforma la curva trilineal	91



CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1. Descripción

La albañilería confinada es un sistema estructural utilizado mayormente para la construcción de viviendas en América Latina (San Bartolomé et al, 2011). En el Perú, representa la mayor parte de construcciones con respecto a otros sistemas usados (Angles, 2011). Sin embargo, debido al “boom” de la construcción que se produjo en los años 90, se aumentaron las prácticas informales de las construcciones de viviendas (Palomino, 2013). Por lo que la construcción correcta de casas, en lugares como Lima, la cual se caracteriza como zona 3 de sismicidad (SENCICO, 2006a), se dejaron de lado.

El ladrillo INFES, ladrillo sólido o con un porcentaje de vacíos menor al 30% del área de asentado, se usa para la correcta construcción de viviendas según la Norma E.070. Estos se dejaron de producir en la mayoría de las fábricas de ladrillo y solo se producen cuando son pedidos por el comprador a la fábrica, es decir se mandan hacer.

Debido a que se detuvo la producción de ladrillos INFES, se empezó a realizar la fabricación de los ladrillos King Kong 18 huecos. Este ladrillo hueco se caracteriza por tener un porcentaje de vacíos mayor a 45% y cuyo precio es 35% más económico que el ladrillo sólido. Por lo tanto, se empezó a reemplazar el ladrillo sólido con el ladrillo hueco en la mayoría de las construcciones formales.

Ya que el ladrillo hueco no cumple con lo establecido por la Norma E.070 y se usa en casi todas las construcciones, se debe conocer el comportamiento estructural de la albañilería confinada construida con el ladrillo King Kong 18 huecos de fabricación industrial. Por ello, esta investigación evalúa el comportamiento estructural en el plano de muros de albañilería confinada construido con ladrillos King Kong 18 huecos de fabricación industrial.

El estudio se realiza mediante la construcción de tres muros a escala natural de dimensiones y características similares, los cuales serán sometidos a ensayos de carga lateral cíclica hasta la rotura. El ensayo consiste en aplicar un desplazamiento controlado en la parte superior de cada muro siguiendo las especificaciones del reporte FEMA 461. Se utilizan las instalaciones del Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú para la construcción y los ensayos respectivos.

Asimismo, se realizan las siguientes pruebas de control en las unidades de albañilería: variación dimensional, alabeo, succión, absorción y compresión axial en el ladrillo; y en el mortero, ensayos de granulometría y compresión axial. Además, se pone a prueba muestras representativas del muro para conocer la resistencia a compresión y la compresión diagonal en pilas y muretes, respectivamente.

El resultado encontrado a partir de los ensayos cíclicos es la curva de capacidad, la cual servirá para determinar los puntos de fluencia, resistencia máxima y resistencia

última. Asimismo, a partir de esta gráfica se determinarán las características mecánicas de los muros como la ductilidad, la resistencia y la rigidez. Finalmente, la curva de capacidad será importante también para describir los daños que se producen en estos tipos de muros a partir de los límites de niveles de daños propuestos. De esta forma, se busca obtener información acerca del comportamiento sísmico para este tipo de albañilería.

1.1.1. Objetivos

El objetivo general del proyecto es caracterizar el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada construido con ladrillos King Kong 18 huecos de fabricación industrial, los cuales se vende masivamente para la construcción de viviendas, pero no cumple con lo especificado por la Norma E.070.

Los objetivos específicos que se plantean son los siguientes:

- Determinar las características del ladrillo King Kong 18 huecos de fabricación industrial usados para la construcción del muro
- Controlar la calidad del mortero con ensayos de compresión en probetas cúbicas de mortero 1:4
- Calcular las resistencias características a compresión ($f'm$) y a corte ($v'm$) de la albañilería
- Calcular los módulos de elasticidad (E_m) y de corte (G_m) de la albañilería
- Determinar las curvas de capacidad (Fuerza vs Desplazamiento) mediante los lazos histeréticos de los muros de albañilería confinada
- Hallar los valores de la Fuerza de fluencia (F_y), desplazamiento de fluencia (D_y) y de ductilidad de los muros de albañilería confinada

1.1.2. Hipótesis

Las hipótesis del trabajo de tesis son las siguientes:

- El comportamiento estructural de muros de albañilería confinada puede ser reproducido con ensayos cíclicos.
- Los muros de albañilería confinada que se construirá en el laboratorio son representativos a la albañilería formal de las construcciones en Lima.
- Las curvas de capacidad que se obtendrán podrán ser usados para estudios posteriores sobre vulnerabilidad sísmica.

1.2. Marco teórico

Se le denomina albañilería a la unión de la unidad y el mortero, los cuales forman un muro sin refuerzo, que solo puede resistir esfuerzos verticales (Stoynic, 2009). Sin embargo, si a este se le colocan elementos de confinamiento de concreto armado en

los bordes, tanto vertical como horizontal, se convierte en un muro de albañilería confinada (Gallegos, 1986).

Los elementos de confinamiento, los cuales se muestran en la figura 1.1, son las columnas, que se colocan a los lados, y las vigas, que se ubican arriba y abajo del muro, denominadas solera y de sobrecimiento, respectivamente. Sin embargo, estos desarrollan un supuesto confinamiento, pues frente a los sismos poseen un comportamiento de arriostre con el muro, ya que lo proveen de estabilidad y de resistencia (Gallegos et al, 2005).

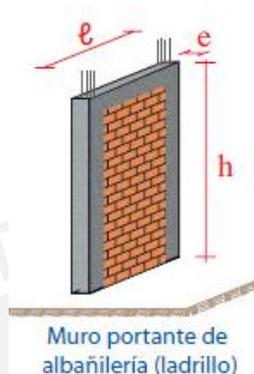


Figura 1.1 Muro de albañilería confinada (Adaptado de Aceros Arequipa, 2011)

Las unidades que se usan para la construcción de este sistema estructural son diversas. Estas se pueden clasificar según sus dimensiones, su materia prima, el tipo de fabricación y por la cantidad de alvéolos (huecos) que puede poseer.

Según sus dimensiones, se le denomina ladrillo a aquella unidad que puede ser manipulada y asentada con una sola mano; mientras, que se le conoce como bloque a la que se necesita de dos manos para realizar las mismas acciones (SENCICO, 2006b). Por otro lado, según la materia prima, las unidades pueden ser de arcilla, de concreto, de sílico – calcáreo y de sillar. Asimismo, estas se pueden clasificar como artesanal o industrial; esto dependerá de los tipos de proceso de producción que se utilicen para su fabricación y de la calidad con la que se desee construir el muro.

Por último, las unidades pueden denominarse sólidas, huecas o tubulares según el porcentaje de orificios que posee en la cara de asentado. Por ejemplo, en la figura 1.2 se puede apreciar dos tipos de ladrillo. Se define unidad sólida a aquella que tiene un área de orificios menor del 30% de su sección bruta perpendicular a la cara de asentado (SENCICO, 2006b). Mientras que los ladrillos tubulares, por poseer agujeros paralelos a la superficie del asentado (NTP 331.017, 2013).



*Figura 1.2 Comparación gráfica entre un ladrillo sólido (18 huecos) y otro tubular.
(Adaptado de Aceros Arequipa, s.f.)*

El mortero es una mezcla de agua, arena gruesa y cemento (generalmente Portland Tipo I o puzolánico IP). Se recomienda el uso de cal para la fabricación del mortero, pero esta alternativa no es obligatoria para unidades de arcilla. (San Bartolomé et al, 2011). La mezcla final que se genera al juntar dichos componentes posee características cementantes que aportan a la adhesión de las unidades en dirección vertical y horizontal.

Los muros que se construirán tendrán una característica portante. Esto debido a que por ser confinados puede soportar todo tipo de sollicitación del sismo. Para conocer de forma experimental el comportamiento que tienen estos elementos, a lo largo de estos 40 años, se han desarrollado cuatro tipos de ensayos, los cuales se explicaran a continuación.

El primero trata del ensayo de carga lateral monótonicamente creciente, que consiste en la aplicación de una fuerza lateral que se incrementa continuamente hasta que el elemento falle por rotura en la diagonal. Desde el inicio en el que se aplica la fuerza se van controlando los desplazamientos laterales, que también poseen un comportamiento incremental, hasta que el muro colapse (San Bartolomé et al, 2011). Uno de los primeros ensayos monótonicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos de arcilla sólidos fue realizada por Meli y Salgado en 1965 (Gallegos et al, 2005).

El segundo tipo de ensayo es la aplicación de la carga lateral cíclica. Para este estudio se establecen desplazamientos de tal manera que afecten al muro para mostrar un comportamiento elástico e inelástico. Los movimientos son generados por la celda de carga mediante una fuerza que posee la dirección mostrada en la figura 1.3. Se le llama cíclico, pues se debe a que los desplazamientos aplicados se repiten al menos tres veces para cargas y descargas en el muro. Con este tipo de ensayo se determina una gráfica de fuerza lateral versus desplazamiento, representado por lazos histeréticos.

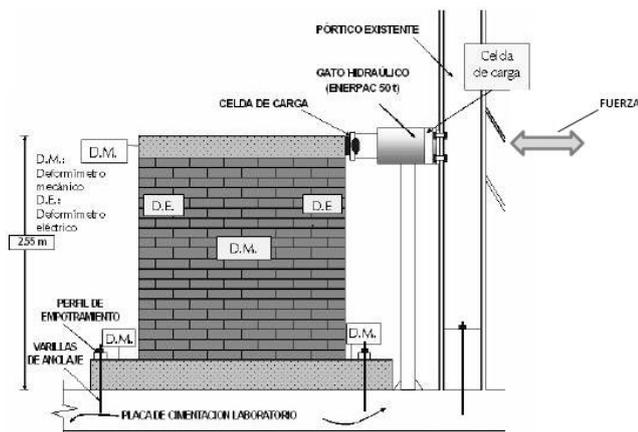


Figura 1.3 Ensayo cíclico en un muro de albañilería. (Adaptado de Restrepo y Takeuchi, 2006)

Este tipo de prueba es más completo que el anterior, pues permite un mayor control de la relación de la fuerza con el desplazamiento y del estado físico del elemento. Con la aplicación de este método, se pueden observar las fisuras de tracción por flexión, que se forma en la base de los muros; la rotura diagonal, grietas diagonales que disminuyen la resistencia del muro; el límite de reparación, que es el inicio de la trituration de los talones y de los ladrillos que conforman el muro, pero que aún pueden ser reparados; y la falla final, trituration de los elementos mencionados anteriormente (San Bartolomé et al, 2011). Ensayos realizados por este método se han desarrollado en las últimas dos décadas, lideradas en el Perú por el ingeniero Ángel San Bartolomé (Gallegos et al, 2005).

El tercer ensayo es de simulación sísmica, el cual es realizado en una mesa vibradora como la que se encuentra en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP. No es una alternativa tan económica, pero se utiliza con la finalidad de corroborar la información obtenida por ensayos de carga lateral cíclica. Asimismo, se necesita de información previa del espécimen a ensayar para la realización del ensayo. Además, en el Perú, se cuenta con una mesa vibradora limitada, ya que solo se tiene una representación del movimiento sísmico en una dirección y no en los 6 que realmente sucede cuando se produce un sismo (San Bartolomé, 2011). En la figura 1.4, el espécimen a ensayar es empotrado a la mesa vibradora mediante pernos.



Figura 1.4 Ensayo de un entrepiso de bóvedas de doble curva en una mesa vibradora. (Cisneros, 2011)

El último tipo de ensayo que se utiliza es el pseudo – dinámico. En este, la estructura se somete a una historia de desplazamiento o aceleración en su base. De tal manera que se generan fuerzas de inercia, de amortiguamiento y restitutivas. La ventaja con la que cuenta es que brinda resultados más cercanos a la realidad; sin embargo, su principal desventaja radica en la interpretación de los resultados, dado la gran cantidad de datos a procesar. (San Bartolomé et al, 2011).

Para cada tipo de ensayo explicado se sigue una serie de pasos desarrollados en la PUCP. El protocolo de ensayos no ha sido uniforme; es decir, en cada proyecto de investigación los muros ensayados no han tenido una misma historia de carga. Por ello, en este proyecto se seguirá una metodología que estandariza los ensayos cíclicos en muros.

La metodología que se usará será la propuesta por el FEMA 461. El Federal Emergency Management Agency (FEMA) es una agencia de los Estados Unidos que se encarga de preparar, prevenir, responder y recuperar de desastres que pueden ocurrir, ya sean naturales o de otra forma, a los ciudadanos de dicho país (Federal Emergency Management Agency, 2015).

El reporte indica condiciones y procesos con los que se debe de realizar los ensayos cíclicos. En esta se especifica el cálculo para determinar el desplazamiento inicial, el número de ciclos, fases y el incremento que se le debe aplicar al desplazamiento (FEMA, 2007). En la figura 1.5, se muestra una historia de carga y descarga para un ensayo cíclico de muros realizado por Forcael et al (2014).

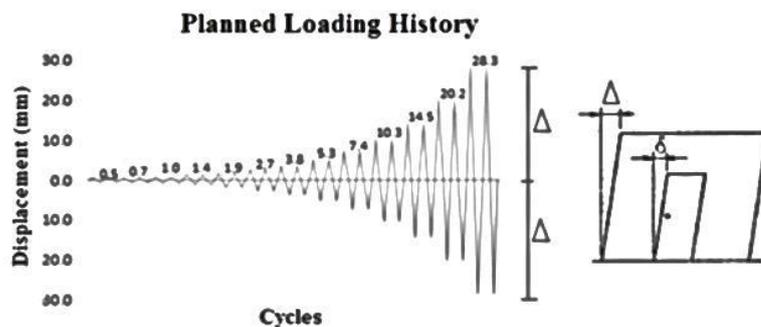


Figura 1.5 Protocolo de desplazamiento según el FEMA 461 (Forcael et al, 2014)

1.3. Estado del arte

- a) Efecto de cinco variables sobre la resistencia de la albañilería (San Bartolomé y Castro, 2001).

En esta investigación se analizó la influencia de cinco variables que intervienen en la resistencia de la albañilería. Estos cinco parámetros fueron el cemento, el tratamiento del ladrillo antes del asentado, la cal, la arena y el espesor de las juntas, las cuales afectan la resistencia a la compresión ($f'm$) y la resistencia al corte ($v'm$).

El plan experimental que se siguió fue ensayar 5 pilas y 5 muretes a compresión axial y a compresión diagonal, respectivamente, para cada variable. Asimismo, se mantuvieron constantes algunos parámetros, los cuales fueron la calidad del ladrillo, la mano de obra, la trabajabilidad del mortero, la edad de los especímenes, que fue 28 días, y la técnica de ensayo. Además, para tener una referencia de comparación se realizó la construcción de un espécimen patrón que tuvo las características de un sistema tradicional de albañilería.

A continuación, se presentan los resultados (Tabla 1.1) que se obtuvieron del sistema patrón, así como lo que se consiguieron del mortero con cal y del mortero hecho con arena fina.

Tabla 1.1 Comparación de los resultados obtenidos del espécimen patrón (arena gruesa sin cal), cal (arena gruesa con cal), arena fina (arena fina sin cal)

Parámetro	Patrón	Cal	Arena Fina
Resistencia a la compresión en el mortero (kg/cm^2)	153	133	65
Resistencia a la compresión $f'm$ (kg/cm^2)	150	128	105
Resistencia al corte $v'm$ (kg/cm^2)	18	17	10

Según los resultados obtenidos, las conclusiones a las que se llegó fue definir para cada muestra una calificación de aceptable o inaceptable. En el caso del uso de la cal en la fabricación del mortero, se obtuvo una calificación de aceptable, ya que los valores de $f'm$ y $v'm$ para este espécimen diferenciaban con respecto al modelo

patrón en menos de 15%. Sin embargo, para el caso del uso de la arena fina en la elaboración del mortero, se obtuvieron resultados con un porcentaje mayor de 30% para los valores de las resistencias (compresión y corte) con respecto al modelo patrón.

- b) Comparación del comportamiento sísmico de un muro de albañilería confinada tradicional y otro caravista (Ordoñez y San Bartolomé, 2005).

Se investigó la relación de resistencias que tendría un muro de albañilería caravista con respecto a un muro de albañilería tradicional. Las características del muro de albañilería caravista fueron las siguientes: tuvo una conexión albañilería – columna a ras, con mechas cada tres hiladas, mortero hecho con arena fina con proporción 1:4, juntas de mortero bruñadas, traslape de $\frac{1}{2}$ ladrillo en el asentado de las unidades. Mientras, que las características del muro tradicional de albañilería, tuvo una conexión dentada de albañilería – columna, mortero hecho con arena gruesa con proporción 1:4, juntas solaqueadas, es decir a ras, y en el asentado de las unidades se usó un traslape de $\frac{1}{3}$.

Con el fin de conocer el comportamiento sísmico de ambos muros, estos se sometieron a ensayos cíclicos de carga lateral. Los resultados para los diferentes parámetros se presentan a continuación en la tabla 1.2.

Tabla 1.2 Comparación de resistencias obtenidas luego de los ensayos realizados en los muros

Parámetro	Muro Tradicional	Muro Caravista
Resistencia a la compresión en el mortero (kg/cm ²)	154.3	71.6
Resistencia a la compresión en el ladrillo (kg/m ²)	101	101
Resistencia a la compresión f'm (kg/cm ²)	82.9	47.9
Resistencia al corte v'm (kg/m ²)	11.6	8.8
Fuerza cortante máxima VR (ton)	22.99	18.69

Una de las conclusiones a las que se llegó con estos resultados fue que la conexión de albañilería - columna de ambos muros, ya sea a ras o dentada, funcionaron adecuadamente luego de los ensayos, pues no se presentaron grietas verticales en dicha unión. Asimismo, se obtuvo una mayor resistencia en el muro de albañilería tradicional que en el muro caravista.

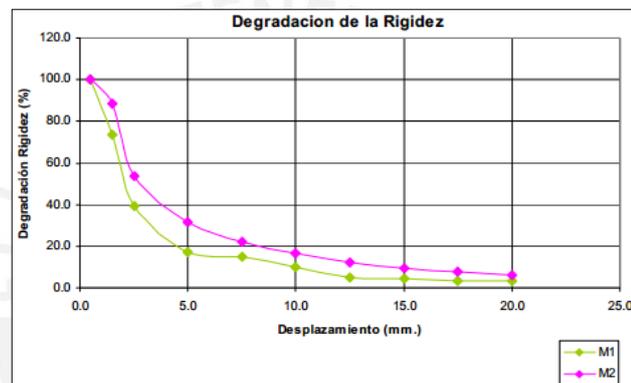
- c) Control de la trituración de los ladrillos huecos en muros de albañilería confinada sujetos a carga lateral cíclica (Paredes et al, 2009).

Se analizó experimentalmente el uso de refuerzo horizontal en muros de albañilería confinada construido con unidades que presentaban un porcentaje de vacíos mayor al 30% del área, con la finalidad de controlar la trituración de los ladrillos. Para ello, se construyeron dos muros de albañilería confinada a escala natural, uno de manera tradicional (M1) y otro con refuerzo horizontal y ladrillos llenos de mortero ubicados

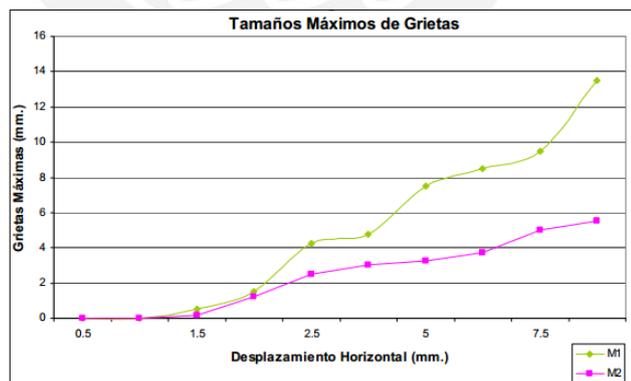
en los puntos de trituración (M2). Las unidades empleadas tuvieron un porcentaje de vacíos igual a 50%.

El muro tradicional y el reforzado tuvieron un amarre tipo sogá y conexión columna – albañilería dentada. Los dos muros se diferenciaron debido a que el muro M2 tuvo un refuerzo horizontal de una cuantía mínima de 0,001 y alvéolos de las unidades localizadas en las esquinas del muro rellenas de mortero. Para conocer los comportamientos de los dos muros se les sometieron a ensayos de carga lateral cíclica.

Los resultados encontrados fueron que el uso del refuerzo horizontal disminuye el grosor de las grietas diagonales (fig. 1.6a), por lo que la trituración de las unidades huecas se controla, así como la resistencia y la rigidez no disminuye en las etapas tempranas del ensayo (fig. 1.6b). Asimismo, el muro reforzado presenta una mayor resistencia con respecto del muro sin refuerzo.



a) Gráfico de la degradación de la rigidez



b) Gráfico del control de los tamaños de grietas

Figura 1.6 Resultados de la investigación

- d) Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla (Angles, 2008).

Se comparó el comportamiento sísmico de un muro confinado construido con ladrillos INFES (MA) y otro hecho con ladrillos de concreto vibrado (MC). Se construyeron dos muros a escala natural, los cuales se ensayaron aplicándoles una carga lateral cíclica con desplazamiento controlado.

Los dos muros tuvieron las mismas dimensiones y refuerzo de acero. Tuvieron una conexión albañilería – columna a ras, así como un refuerzo horizontal colocado cada 2 hiladas en el muro de albañilería.

Los resultados determinaron que el muro confinado construido con ladrillos de concreto es más rígido y que los muros hechos con ladrillos INFES presenta mayor daño en el desplazamiento de máxima distorsión angular, por lo que esto implicaría un mayor gasto de reparación. Por último, se observó que las resistencias de los dos muros fueron similares, ya que la gráfica de fuerza – desplazamiento fueron equivalentes (fig. 1.7).

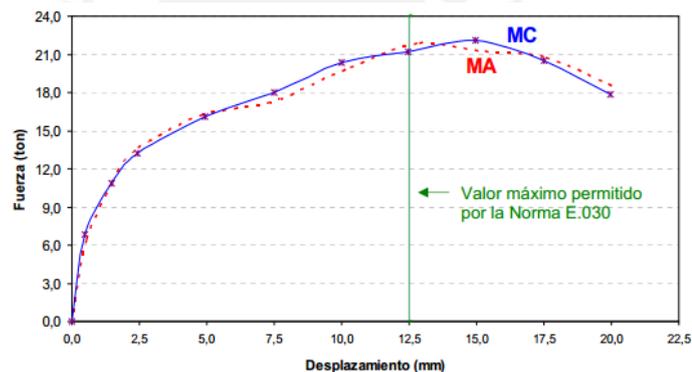


Figura 1.7 Gráfica de las envolventes de fuerza – desplazamiento

1.4. Metodología

La metodología que se desarrolla en esta investigación es experimental y aplicada. Se caracteriza de esta forma ya que, experimentalmente, se conseguirán resultados mediante la realización de ensayos controlados. Asimismo, es aplicada, pues los datos obtenidos servirán para el desarrollo de las curvas de capacidad y otras aplicaciones.

A continuación, se detalla los pasos que se desarrollarán en la metodología.

a) Investigación bibliográfica

Se buscará información bibliográfica sobre los ensayos de carga lateral cíclica a muros de albañilería confinada construidos con ladrillos sólidos o huecos de fabricación industrial. Asimismo, los resultados obtenidos en estas pruebas servirán para utilizarlos de guía para una buena selección, preparación y construcción de los diferentes especímenes que se ensayaran y conocer los comportamientos que se obtuvieron para estos muros.

b) Ensayos en el mortero

Se realizarán pruebas de control de calidad para el mortero como el de granulometría, el cual está especificado en la NTP 399.607, y ensayos de compresión en probetas cúbicas de mortero, cuya descripción se seguirá según la NTP 399.610. La dosificación de la mezcla será de 1:4 (cemento: arena).

c) Ensayos en las unidades

Las unidades sólidas tendrán un número determinado de pruebas para cada ensayo. Estos se especifican a continuación en la siguiente tabla 1.3:

Ensayos	Cantidad
Variación dimensional	10
Alabeo	10
Compresión axial	5
Absorción	3
Succión	3
Porcentaje de vacíos	10

Estos ensayos se realizarán según lo propuesto en la NTP 399.613.

d) Construcción de pilas y muretes

Se construirán 4 pilas con dimensiones de 0.60m de altura, 0.23m de ancho y 0.13m de espesor. Asimismo, 4 muretes de 0.60m x 0.60m y 0.13m de espesor.

e) Ensayos en pilas y muretes

Los ensayos en las pilas y los muretes se realizarán a los 28 días después de su elaboración. Para las pruebas en las pilas, se usará la guía que se especifica en la NTP 399.605, la cual detalla aplicar al espécimen una compresión axial para el cálculo de f'_m . Mientras que para los ensayos en los muretes se utilizará la

NTP399.621, en el que se explica que se debe aplicar una comprensión diagonal para el cálculo de v'm.

f) Construcción de muros

Se construirán 3 muros de 2.60m de longitud x 2.4m de altura y 0.13m de espesor con ladrillos industriales King Kong 18 huecos en aparejo de soga asentados con mortero de 1:4. Las juntas tendrán un espesor entre 0.01m y 0.015m. La conexión columna – muro será dentada.

Las dimensiones de las columnas serán de 0.13m x 0.20m reforzadas con 4 varillas Φ 1/2" y estribos de 1/4" ubicados 1@0.05, 4@0.10, r@0.20m. Mientras que las dimensiones de las vigas soleras serán de 0.13mx0.20m reforzadas con 4 varillas Φ 3/8" y estribos de 1/4" espaciados de igual forma que en la columna.

El acero será de grado 60 y no se usarán refuerzos horizontales.

Las resistencias del concreto en las vigas de cimentación serán de $f'c = 210$ kg/cm², y para las vigas soleras y las columnas de amarre, de $f'c = 175$ kg/cm².

La construcción de los muros se realizará con la misma mano de obra en el patio del Laboratorio de Estructuras de la PUCP.

g) Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada sin carga axial

Los ensayos cíclicos se realizarán según el reporte FEMA 461 para cargas unidireccionales. En este reporte, se especifica el desplazamiento inicial con la que se debe empezar el ensayo; asimismo, una ecuación con la que las amplitudes van aumentando su valor desde el inicio hasta el final de este; finalmente, se recomienda determinados valores con los que se debe de trabajar para las amplitudes según las características de la estructura.

h) Recolección de datos

Los datos que se conseguirán en cada ensayo, los cuales serán recopilados y ordenados, servirán para determinar los resultados que se busca en la investigación.

i) Interpretación de resultados

La interpretación de resultados se basará en la curva de capacidad obtenida en los ensayos realizados a los muros de albañilería confinada.

CAPÍTULO 2 ESTUDIO DEL MORTERO Y LAS UNIDADES

2.1. Introducción

En este capítulo se describirán las características principales de los materiales utilizados para la construcción del paño de albañilería. Asimismo, se presentarán los ensayos realizados en cada material para determinar sus propiedades mecánicas.

2.2. Mortero

El mortero es una mezcla de aglomerantes, agregado fino y agua. La función principal del mortero es pegar las unidades de albañilería entre sí durante el asentado. Asimismo, este debe poseer la dosificación adecuada, ya que, si no es trabajable, produciría fisuras y sería más débil. Los componentes del mortero utilizados para este proyecto tuvieron una proporción de cemento - arena de 1:4, cuya preparación de la mezcla se muestra en la figura 2.1a. Según la Norma E.070 esta dosificación es la adecuada para muros portantes. La cantidad de agua depende del criterio del albañil para obtener una mezcla trabajable, esto se puede observar en las figuras 2.1b y 2.1c.



a) Combinación del cemento y la arena



b) Mezcla del cemento y la arena con agua



c) Mortero recién mezclado

Figura 2.1 Proceso de fabricación del mortero

Las pruebas que se realizaron para evaluar las propiedades del mortero son el ensayo de granulometría de arena gruesa y el ensayo a compresión en probetas cúbicas de mortero.

a) Granulometría en la arena gruesa

La arena gruesa natural posee diversos tamaños de partículas. Por ello, fue necesario conocer si el material se encuentra correctamente degradado. Esto con el fin de verificar si el material es el adecuado para la elaboración del mortero.

La guía para desarrollar este ensayo fue la Norma Técnica Peruana (NTP) 399.607. En esta se especifica que el material debe ser tamizado por las mallas que se encuentran entre la N°4 y la N° 200. Asimismo, presenta requisitos con respecto al porcentaje que pasa por cada malla (Tabla 2.1), cantidad de impurezas, entre otros.

Tabla 2.1 Límite del porcentaje que pasa por cada malla para arena natural. Adaptado de la NTP 399.607

Tamaño de tamiz	Porcentaje que pasa
4,75 mm (N° 4)	100
2,36 mm (N°8)	95 a 100
1,18 mm (N°16)	70 a 100
600 um (N°30)	40 a 75
300 um (N° 50)	10 a 35
150 um (N° 100)	2 a 15
75 um (N° 200)	0 a 5

Los resultados de esta prueba se presentan en la Tabla 2.2, en la que se muestran los porcentajes no retenidos por cada malla. Asimismo, se determinaron los valores del módulo de fineza, porcentajes de humedad, peso específico, entre otros.

Tabla 2.2 Resultados de la granulometría

Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa
3/8"	100
#4	96
#8	78
#16	59
#50	37
#100	15
#200	4

Comparando la Tabla 2.1 con la Tabla 2.2 se observan que los valores límites del porcentaje que pasa para la NTP son mayores que los porcentajes que pasa encontrados en la curva granulométrica. Por lo tanto, la arena contiene partículas de todos los tamaños y es una arena aceptable para la elaboración del mortero.

b) Compresión en probetas cúbicas de mortero

Se utilizó la NTP 399.610 como guía para el desarrollo de este ensayo. Consistió en realizar probetas cúbicas de mortero de 5cm de lado. Primero, el mortero se colocó en dos capas en los moldes metálicos previamente engrasados (figuras 2.2a y 2.2b). Por cada capa, se compactó 16 veces mediante un pistón de plástico. Los golpes se efectuaron en 2 ciclos, cada uno con 8 compactaciones. Cada ciclo se realizó en dirección perpendicular con respecto a la anterior (figura 2.2c). Se dejó reposar treinta minutos para después enrasar lo sobrante, lo cual se observa en la figura 2.2d. Finalmente, 24 horas luego, los cubos se retiraron del molde y se les llevó a un recipiente con agua limpia para su curado (figura 2.2e).



a) Moldes limpio y engrasado



b) Colocación de la segunda capa de mortero



c) Compactación de la mezcla con un pistón de plástico



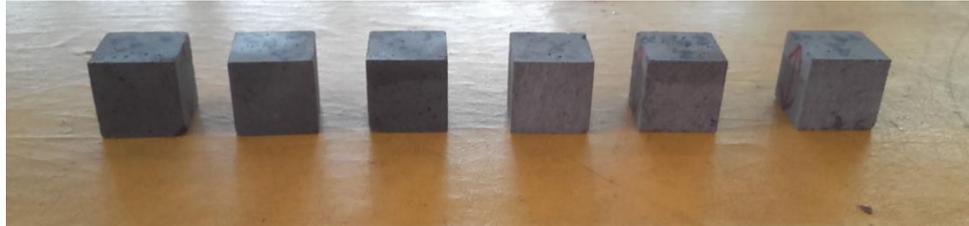
d) Mortero listo para enrasar después de pasado los treinta minutos



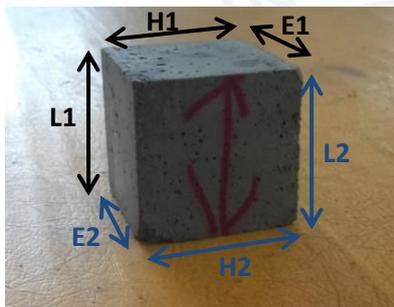
e) Cubos de mortero al día siguiente después de su vaciado

Figura 2.2 Proceso de realización de cubos de mortero

Pasado los 3, 7 y 28 días de curado, los cubos fueron ensayados en la máquina universal (figura 2.3a y 2.3d). La prueba consistió en aplicar una fuerza axial a una velocidad de 100 kN/min sobre una de las caras del cubo de mortero. La dirección de la fuerza se especificó antes en el cubo de mortero dibujándola (figura 2.3b). Se les colocó un *capping* de triplay en las superficies que estarían en contacto con la máquina (figura 2.3c). La fuerza de rotura obtenida entre el área de aplicación brindó como resultado la resistencia a la compresión de los cubos de mortero para los días correspondientes de curado.



a) Cubos después de 28 días de curado



b) Dirección de la aplicación de la fuerza de compresión



c) Colocación del *capping* de triplay



d) Ensayo de compresión de probetas cúbicas de mortero en la máquina universal

Figura 2.3 Procedimiento de ensayo de resistencia a la compresión en morteros cúbicos

El objetivo del ensayo fue controlar la calidad del mortero y comparar el valor obtenido con la resistencia a la compresión de las unidades, pues es favorable para la albañilería que dichos valores sean semejantes, ya que se podrá evitar la falla por aplastamiento en la albañilería y se obtendría homogeneidad en la estructura (Bartolomé et al. 2011).

Tabla 2.3 Resultados de ensayo a compresión de mortero después de 3 días de curado

PROBETA N°	LARGO (mm)		ANCHO (mm)		ESPESOR (mm)		Carga Máxima kN	Área de ensayo (mm ²)	Esfuerzo (MPa)	
	L1	L2	A1	A2	E1	E2				
1	51	51	51	51	51	51	58,26	2614	22,7	
2	52	52	52	52	52	52	59,92	2704	22,6	
3	51	51	51	51	51	51	60,77	2601	23,8	
4	51	51	51	51	50	50	62,33	2601	24,4	
5	50	50	51	51	50	50	59,66	2550	23,8	
6	52	52	51	51	50	50	57,97	2652	22,3	
									Prom. Esf. (MPa)	23,3
									Desv. Est. (MPa)	0,9
									Esfuerzo (MPa)	22

Tabla 2.4 Resultados de ensayo a compresión de mortero después de 7 días de curado

PROBETA N°	LARGO (mm)		ANCHO (mm)		ESPESOR (mm)		Carga Máxima kN	Área de ensayo (mm ²)	Esfuerzo (MPa)	
	L1	L2	A1	A2	E1	E2				
7	50	51	52	52	51	50	63,39	2654	24,3	
8	50	50	51	51	50	51	72,15	2624	28,0	
9	50	50	52	52	52	51	70,99	2639	27,4	
10	51	51	51	50	51	51	63,44	2626	24,6	
11	51	51	51	51	51	51	70,86	2611	27,7	
12	50	50	50	51	52	51	66,15	2593	26	
									Prom. Esf. (MPa)	26,3
									Desv. Est. (MPa)	1,6
									Esfuerzo (MPa)	25

Tabla 2.5 Resultados de ensayo a compresión de mortero después de 28 días de curado

PROBETA N°	LARGO (mm)		ANCHO (mm)		ESPESOR (mm)		Carga Máxima kN	Área de ensayo (mm ²)	Esfuerzo (MPa)	
	L1	L2	A1	A2	E1	E2				
13	50	50	51	51	52	51	87,98	2596	34,6	
14	50	50	51	51	51	51	80,08	2614	31,2	
15	51	52	51	51	51	51	82,19	2668	31,4	
16	50	50	51	51	51	51	79,80	2626	31,0	
									Prom. Esf. (MPa)	32,0
									Desv. Est. (MPa)	1,7
									Esfuerzo (MPa)	30

Los resultados obtenidos para los días de curados de 3, 7 y 28 días fueron valores ascendentes según los días de curado. Asimismo, se presentan los resultados en una gráfica lineal en la figura 2.4 en el que el eje y corresponde a los esfuerzos encontrados.



Figura 2.4 Curva de esfuerzo de compresión vs días de curados de los cubos de mortero

2.3. En la unidad

La unidad usada para este estudio fue el ladrillo de arcilla conocido como King Kong de 18 huecos (figura 2.5). Este es producido industrialmente por la fábrica ITAL PERÚ, cuya marca tiene el mismo nombre.



Figura 2.5 Ladrillo King Kong de 18 huecos

Las especificaciones técnicas del fabricante se presentan en la siguiente Tabla 2.6.

Características	Cantidad
Dimensiones	24 x 13 x 9 cm
Peso	3,30 kg
Alabeo	2 %
Absorción máxima	12 %
Resistencia a la compresión	12 MPa

Los ensayos que se realizaron a las unidades determinaron sus propiedades de resistencia y de durabilidad (San Bartolomé et al, 2011). Las pruebas que se realizaron en la unidad fueron las siguientes: variación dimensional, alabeo, compresión axial, succión y absorción. Asimismo, se realizó la prueba de área de vacíos para determinar el porcentaje de vacíos que presentó la unidad. Se utilizó la NTP 399.613 como guía para el desarrollo de los estudios mencionados.

a) Variación dimensional.

Esta prueba es necesaria para estimar el espesor de las juntas que tendrá la albañilería. Ya que, a mayor variabilidad de los lados del ladrillo, las juntas tendrán mayores espesores. Por lo que la resistencia de corte y de compresión de la albañilería se vería afectada.

Se midieron 10 unidades individualmente. Se tomaron 4 medidas del ancho, la longitud y la altura (figura 2.6). Las distancias se considerarán a partir de los puntos medios de las aristas de cada cara. Para tener las bases de la unidad lisa, se limpiaron con una piedra, con el propósito de que no se tengan relieves que no permitan realizar una medición correcta. La medida final será el promedio de los 4 datos tomados.



Figura 2.6 Medición del largo de la unidad

El porcentaje de la variabilidad se expresa como el resultado del producto de la división entre la desviación estándar y el promedio por 100. Este producto se presenta en la siguiente ecuación:

$$V(\%) = \frac{\sigma}{x} * 100$$

- V : Porcentaje de variación
- σ : Desviación estándar
- x : Promedio

Tabla 2.7 Resultados de la prueba de variabilidad en los ladrillos

Ítem	Largo (mm)					Ancho (mm)					Altura (mm)				
	L1	L2	L3	L4	Lo	A1	A2	A3	A4	Ao	H1	H2	H3	H4	Ho
S-01	234	235	234	231	234	128	128	128	128	128	90	90	89	89	89
S-02	233	233	233	233	233	128	128	128	128	128	90	89	90	89	90
S-03	235	236	236	235	235	128	129	128	128	128	91	90	90	90	90
S-04	234	235	235	234	234	128	128	129	128	128	91	91	90	90	91
S-05	235	235	234	234	234	128	128	128	128	128	92	91	91	90	91
S-06	233	233	233	233	233	128	128	127	128	128	90	90	89	89	90
S-07	235	234	234	234	234	127	127	127	127	127	90	89	89	90	89
S-08	235	235	236	235	235	128	128	129	128	128	90	90	91	90	90
S-09	233	233	232	232	233	130	130	130	128	129	90	90	90	89	90
S-10	234	235	233	234	234	128	128	128	128	128	90	90	91	91	90
				L	230				A	130				H	90
				Desv. Est.	0,89				Desv. Est.	0,59				Desv. Est.	0,57
				Promedio	234				Promedio	128				Promedio	90
				V (%)	-1,71				V (%)	1,47				V (%)	-0,04

Los resultados del porcentaje de variación de las dimensiones del ladrillo (Tabla 2.7) son mayores que 1 en el largo y en el ancho. Sin embargo, en la altura esta variación es pequeña. Estos porcentajes de variación encontrados no deberían crear aumento del espesor de las juntas, ya que, conocido los datos de las dimensiones reales de la unidad, se podrán controlar.

b) Alabeo

La concavidad o convexidad, al igual que la variación dimensional, produce que las juntas horizontales tengan un mayor o menor espesor. Asimismo, que se formen vacíos, por lo que el área de contacto con el mortero y la unidad se reduce.

El alabeo se mide a partir de una cuña graduada, la cual sirve para medir los espacios cóncavos y convexos que poseen las caras y los bordes de la unidad (figura 2.7). También, se usa una regla metálica que une los extremos diagonales para introducir la cuña y verificar las deflexiones. Se medirán 10 unidades. Los resultados son el promedio de los datos obtenidos.



Figura 2.7 Medición del alabeo con la regla y cuña de acero

Tabla 2.8 Resultados de la prueba de alabeo en los ladrillos

Ítem	Cara A		Cara B		Alabeo	
	Cóncavo (mm)	Convexo (mm)	Cóncavo (mm)	Convexo (mm)	Cóncavo (mm)	Convexo (mm)
S-01	0	0	0	1	0	0
S-02	1	0	1	0	1	0
S-03	0	0	1	1	0	1
S-04	0	1	1	0	0	0
S-05	1	0	1	0	1	0
S-06	1	0	0	1	1	0
S-07	1	1	1	0	1	1
S-08	0	0	0	0	0	0
S-09	1	0	1	0	1	0
S-10	0	0	1	0	0	0
Promedio					0	0

Los resultados encontrados en el alabeo indican que el promedio mayor encontrado es el cóncavo. Es decir que la mayoría de las unidades poseen una protuberancia a lo largo de la cara de asentado, la cual es de aproximadamente 0,3 milímetros. Dicha medida no es de exageración para que cause problemas con el tamaño de las juntas.

c) Compresión axial

El ensayo de compresión axial se realizó aplicando lo propuesto en la NTP 339.605, la cual determina la propiedad de la resistencia a la compresión axial de la unidad empleada para la construcción del muro.

Se ensayaron cinco unidades, las cuales deben encontrarse medio seca y tener dimensiones equivalentes en ancho y altura. La carga axial se aplicó en la superficie de mayor asiento. A esta superficie, así como a la opuesta, se le colocó un *capping* de yeso-cemento (figura 2.8a). Finalmente, luego de que el *capping* haya secado, se le coloca dentro de la máquina para la realización del ensayo como se muestra en la figura 2.8b.



a) *Capping* colocado a los ladrillos



b) *Ensayo de compresión en el ladrillo*

Figura 2.8 Procedimiento del ensayo de resistencia a compresión en los ladrillos

Cada unidad tendrá una resistencia unitaria, la cual se calcula como la división entre la carga última y el área de la aplicación de la carga.

$$fb = \frac{P}{A}$$

- P : Carga última
- A : Área de la aplicación de la carga
- fb : Resistencia a la compresión en una unidad.

Para obtener la resistencia característica ($f'b$), se calcula el promedio de los resultados parciales (fb) y se le resta con la desviación estándar (σ).

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

Tabla 2.9 Resultados del ensayo de compresión a los ladrillos

Ítem	Largo (mm)		Ancho (mm)		Espesor (mm)		Carga Máxima (kN)	Área Bruta (mm ²)	Fb (Mpa)	Fb (Kg/cm ²)
	L1	L2	A1	A2	E1	E2				
S-01	234	234	128	128	90	89	398,2	29991,963	13,28	132,77
S-02	233	233	128	128	90	90	313,1	29884,278	10,48	104,80
S-03	235	236	128	128	91	90	157,8	30227,480	5,22 (*)	52.22 (*)
S-04	234	235	128	129	91	90	375,0	30119,984	12,45	124.51
S-05	235	234	128	128	92	91	392,9	29999,915	13,10	131,03
(*) : Valor omitido								fb	12,33	123,28
								σ	1,28	12,82
								f'b	11,04	110,46

Se tomaron en consideración solo 4 resultados de los 5 obtenidos. Esto debido a que una unidad brindó un esfuerzo por muy debajo a lo esperado. Sin embargo, se llegó a encontrar que las unidades tienen en promedio un esfuerzo de 11,04 MPa.

d) Succión

Este ensayo se puede controlar en obra, por lo que se le denomina prueba no clasificatoria. El fin de determinar la succión es conocer la cantidad de agua que la unidad le quitará al mortero. Ya que, si la adherencia entre el mortero y el ladrillo se ve afectada, la resistencia a la fuerza cortante de la albañilería también lo sería.

Se usaron 3 unidades, las cuales se tiene como datos las medidas de sus dimensiones. Los ladrillos fueron colocados en el horno a 110 °C durante 24 horas para obtener sus pesos secos. Luego de esto, una de las caras con mayor superficie

de cada unidad fue sumergida en una lámina de agua de 3 mm durante 1 minuto (figura 2.9). Pasado dicho tiempo, fue llevado inmediatamente a pesar.



Figura 2.9 Ladrillo colocado en la lámina de agua de 3 mm

La succión se expresa en un área normalizada de 200 cm². Por lo tanto, el cálculo de esta propiedad se resuelve de la división del producto de 200 por la diferencia entre el peso seco y el peso succionado entre el área sumergida en la lámina de agua.

$$S = \frac{200 \times (P_{\text{succionado}} - P_{\text{seco}})}{\text{Área sumergida en la lámina}}$$

- *S*: Succión en gr/ (200 cm² – min)
- *P_{succionado}*: Peso después del minuto en el que la unidad estuvo sumergida
- *P_{seco}*: Peso seco

Tabla 2.10 Resultados del ensayo de succión en las unidades

Ítem	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Área (cm ²)	Peso (gr)			S
					Natural	Seco	Succionado	
S-09	233	129	90	301	3042,8	3041,0	3093,5	34,9
S-10	234	128	90	299	3067,9	3065,9	3116,8	34,1
S-11	234	128	90	300	3015,6	3014,0	3069,0	36,7
Promedio								35,2

Según la Norma E.070 la succión de las unidades debe encontrarse entre los 10 y 20 gr/ (200cm² – min). El resultado encontrado para esta prueba fue que las unidades tienen un 35,2 gr/ (200cm² – min) de succión. Por lo que este valor es mayor a lo que especifica la Norma E.070. Una solución para este exceso es que los ladrillos tendrán que ser regados durante 30 minutos un día antes del asentado.

e) Absorción

Al igual que la succión, la absorción también se clasifica como una prueba no clasificatoria. Esta característica de la unidad permite determinar la durabilidad y la resistencia al intemperismo. Asimismo, la Norma E.070 establece que la absorción para unidades de arcilla no será mayor a 22% para que la unidad sea aceptada.

Tres unidades fueron usadas para esta prueba. Primero, los ladrillos fueron llevados al horno, en el cual estuvieron durante 24 horas a una temperatura de 110 °C, con la finalidad de obtener sus pesos secos. Luego de esto, se dejaron enfriar para después ser colocados en un recipiente con agua, en el cual estuvieron por 24 horas (figura 2.10). Finalmente, pasado dicho tiempo, las unidades son pesadas para obtener el peso de la unidad saturada.



Figura 2.10 Ladrillos colocados en agua luego de haberse enfriado

El cálculo del porcentaje de absorción fue el resultado de la división del producto de la diferencia entre el peso saturado y el peso seco por 100 entre el peso seco.

$$A (\%) = \frac{(P_{\text{saturado}} - P_{\text{seco}})}{P_{\text{seco}}}$$

- *A*: Absorción en porcentaje
- *P_{saturado}*: Peso saturado después de haber estado sumergido en agua durante 24 horas
- *P_{seco}*: Peso seco

Tabla 2.11 Resultados de la prueba de absorción en los ladrillos

Ítem	Peso (gr)			Absorción (%)
	Natural	Seco	24h sumergido	
S-06	3077,7	3075,9	3358,2	9,2
S-07	3061,5	3060,5	3376,6	10,3
S-08	3083,3	3082,0	3426,3	11,2
			Promedio	10,2

Según la Norma E.070 el máximo porcentaje de absorción para los ladrillos de arcilla es del 22%. El resultado que se obtuvo para las unidades fue de 10,2%. Por lo que este valor es menor al máximo establecido por la Norma E.070 y cumple con lo que dice este.

f) Porcentaje de vacíos

La prueba de porcentaje de vacíos permite clasificar a la unidad como sólida o hueca. Es importante determinar esta cantidad, ya que, a mayor porcentaje de vacíos, la resistencia a compresión de la unidad disminuye.

Se ensayaron 10 unidades. Primero, se colocó la unidad encima de una hoja de papel, la cual estaba sobre una superficie plana, de tal manera que los orificios queden en sentido vertical. Segundo, se rellenaron las perforaciones con arena de Ottawa hasta la superficie superior (figura 2.11a). Todos los excesos de la arena que estuvieran en la cara superior de la unidad o en la hoja de papel se limpiaron. Tercero, se levantó el ladrillo con la finalidad de que la arena depositada en los orificios caiga en la hoja de papel (figura 2.11b). Cuarto, la arena de la hoja se depositó en un recipiente que fue llevado a la balanza para determinar su peso. Finalmente, para calcular la densidad de la arena, esta se vació en un recipiente con medida hasta alcanzar los 500ml, para luego determinar el peso de la arena vaciada.



a) Arena de Ottawa colocada en los orificios



b) Después de levantar el ladrillo, la arena cae en la hoja de papel

Figura 2.11 Pasos para el cálculo de porcentaje de vacíos

Se calculó el volumen de cada unidad, así como de la arena depositada en los orificios. Por lo tanto, el porcentaje de vacíos es el resultado de la división entre el volumen de la arena y el volumen de la unidad.

$$\%vacíos = \frac{V_{arena}}{V_{unidad}} \times 100$$

- V_{arena} : Volumen de la arena
- V_{unidad} : Volumen de la unidad

Tabla 2.12 Resultados de la prueba de porcentaje de vacíos en las unidades

Ítem	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Volumen unidad (cm ³)	Peso (gr)		Densidad (gr/cm ³)	Volumen arena (cm ³)	% Vacíos
					500 ml	Arena			
S-02	233	128	90	2673	793,7	1864,6	1,59	1175	44
S-03	235	128	90	2728	805,4	1912,3	1,61	1187	44
S-04	234	128	91	2719	805,1	1887,2	1,61	1172	43
S-05	234	128	91	2735	813	1888,8	1,63	1162	42
S-06	233	128	90	2668	804,2	1878,4	1,61	1168	44
S-07	234	127	89	2658	804,2	1875,4	1,61	1166	44
S-08	235	128	90	2723	789,4	1919,9	1,58	1216	45
S-09	233	129	90	2703	798,4	1877,8	1,60	1176	44
S-10	234	128	90	2701	794,2	1905,6	1,59	1200	44
S-11	234	128	90	2696	801,6	1877,4	1,60	1171	43
Promedio									44

Según la Norma E.070 se clasifica a la unidad como hueca cuando el área de asiento es equivalente menor al 70% del área bruta; es decir, se presente un área de perforaciones mayor al 30%. Los resultados brindaron un porcentaje de vacíos igual a 44%. Por lo tanto, la unidad se clasificó como hueca.

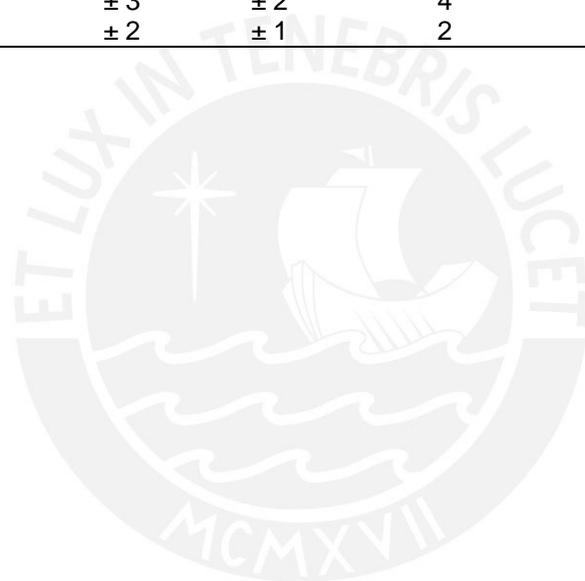
2.4. Interpretación de resultados

El mortero que se usó para este proyecto fue hecho con una arena gruesa que cumplió con lo establecido por las NTP 399.607 y NTP 399.310 para el ensayo de granulometría gruesa y para el ensayo de compresión en probetas cúbicas. Además, se determinó que la resistencia a compresión del mortero fue mucho mayor al del ladrillo. La recomendación para estas dos características es que sean similares, pues ambas contribuirían de igual forma ante las solicitudes de carga.

Asimismo, según la Norma E.070 los ladrillos se pueden clasificar para fines estructurales basándose en los resultados obtenidos de las pruebas clasificatorias de variación dimensional, alabeo y compresión axial. Evaluando estos resultados con la tabla 2.12, el ladrillo usado para este trabajo es un tipo III, ya que el valor mínimo de resistencia para este tipo de unidad es de 9,3 MPa, cuando el obtenido ha sido de 11,04 MPa

Tabla 2.13 Cuadro clasificatorio para fines estructurales de ladrillo de arcilla (Adaptado de la Norma E.070)

Clase	Variación de la dimensión (máx. %)			Alabeo (máx. en mm)	Resistencia característica a compresión (f'b mín. en MPa)
	Hasta 100mm	Hasta 150mm	Más de 150mm		
Ladrillo I	± 8	± 6	± 4	10	4,9
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4	8	6,9
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3	6	9,3
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2	4	12,7
Ladrillo V	± 3	± 2	± 1	2	17,6



CAPÍTULO 3 ESTUDIO DE LOS PRISMAS DE ALBAÑILERÍA

3.1. Introducción

Los prismas son especímenes a menor escala que tratan de representar a la albañilería. Con estos, se busca obtener resultados de las propiedades mecánicas que el muro tendrá. Por ser muestras pequeñas es posible aplicarles cargas para determinar la resistencia a la compresión, resistencia al corte, módulo de elasticidad y módulo de corte. Los prismas de albañilería lo conforman las pilas y los muretes.

3.2. Ensayos en pilas

Las pilas son unidades colocadas una encima de otras adheridas con mortero. Estas deben tener una esbeltez entre 2 y 5. Con ellas es posible determinar la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad.

3.2.1. Construcción

Se construyeron 4 pilas. Estas tuvieron las medidas nominales de 600x230mm (figura 3.1a). Su esbeltez nominal fue de 4.62 (h/t). Antes de su elaboración, se regaron las unidades durante media hora el día anterior por el alto porcentaje de succión que poseen (figura 3.1b). La dosificación del mortero fue de 1:4 (cemento: arena). El espesor de la junta de mortero fue de 10mm. Se utilizaron los instrumentos como el escantillón, el nivel y la plomada para la correcta construcción y verificación de la horizontalidad y verticalidad de las pilas (figura 3.1c). Se colocó un *capping* de cal y cemento en las bases inferior y superior de las pilas, para que estas sean uniformes para la realización del ensayo (figura 3.2.d). Finalmente, luego de 28 días después de la construcción de las muestras se realizó el ensayo.



a) Medidas de las pilas:
 $H=600\text{mm}$,
 $L=230\text{mm}$,
 $E=130\text{mm}$



b) Regado de las unidades un día antes de la construcción de las pilas



c) Verificación de la verticalidad con la plomada



d) Pilas con capping colocado en la base superior

Figura 3.1 Proceso de construcción de las pilas

3.2.2. Proceso de ensayo

Las muestras fueron llevadas a la zona de ensayo con cuidado, para que estas no sufran daños durante la manipulación y el transporte. Ubicadas las pilas en el lugar de la ejecución de la prueba se tomaron datos de sus dimensiones y se le colocaron las bases necesarias para que el LVDT se sujete de allí (figura 3.3a).

La instrumentación consistió en tres LVDT colocados en cada pila. Dos tuvieron una capacidad de deformación de 20mm, los cuales sirvieron para medir las lecturas locales. Estas se ubicaron en las caras de las pilas con mayor área (figura 3.3b). Mientras que la tercera, tuvo una capacidad de deformación de 50mm y se utilizó para las lecturas globales. Esta última se ubicó entre las bases de apoyo metálico de la muestra y la parte superior de la gata hidráulica.

Para la realización del ensayo se usó una gata hidráulica, la cual producía la fuerza sobre la pila. Esta fuerza se registraba como un determinado voltaje en la celda de carga. Esta se conectó a un amplificador y a una caja de conexiones para que con el uso del programa LABVIEW se pueda transformar el dato de voltaje a kilo Newton.

La velocidad de ensayo para las pilas fue de 0,5mm/min. La aplicación de la carga axial se produjo hasta que las pilas alcanzaran su carga de rotura. Los LVDTs de lectura local se retiraron antes de que la pila llegue a su máxima resistencia para que este no se dañe.



a) Pilas con base pegadas llevadas al lugar del ensayo



b) Instrumentación local colocada en la pila.

Figura 3.2 Proceso de ensayo de pilas

3.2.3. Interpretación de resultados

Las grietas más representativas fue la que se produjo en la pila número uno. Estas fallas se desarrollaron a lo largo de su eje (figura 3.4a). Asimismo, se presentó trituración de las unidades que se encontraron en las bases de las pilas, las cuales se encontraban en contacto con la gata hidráulica (figura 3.4b y 3.4c). A continuación, se mostrarán las fallas presentadas en las cuatro pilas que se ensayaron.



a) Fallas producidas en las caras de la pila 1. Primera imagen: se observan grietas a lo largo del eje. Cuarta foto: se observa aplastamiento en la base superior.



b) Fallas producidas en las caras de la pila 2. Segunda foto: falla por concentración de fuerzas en la base superior.



c) Fallas producidas en las caras de la pila 3. Segunda y cuarta foto: se observa una lámina de la unidad partida. Tercera foto: se observan algunas fallas.



d) Fallas producidas en las caras de la pila 4. En la primera, segunda y última foto se observan un aplastamiento en la base inferior.

Figura 3.3 Fallas producidas en las pilas que se ensayaron

El ensayo de pilas permitió el cálculo de la resistencia característica a compresión axial ($f'm$) y el módulo de elasticidad (E_m).

- **Resistencia a compresión axial**

El cálculo de la resistencia a compresión axial se obtuvo dividiendo la carga de rotura entre el área bruta de la sección transversal. Este resultado se multiplicó por el factor de corrección, el cual depende de la altura y el espesor de la pila (Tabla 3.1). De cada muestra se obtuvo una resistencia.

$$f_m = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\acute{A}rea} \times f$$

- f_m : Resistencia a la compresión
- $P_{m\acute{a}x}$: Carga máxima de rotura
- $\acute{A}rea$: Área bruta de la sección transversal
- f : Factor de corrección

Tabla 3.1 Factores de corrección de los valores de esbeltez de la Norma E.070

Esbeltez	2,0	2,5	3,0	4,0	4,5	5,0
Factor	0,73	0,80	0,91	0,95	0,98	1,00

Estos valores se promediaron (f_m) y se le restó la desviación de estándar (σ). Este resultado fue finalmente la resistencia característica a compresión axial ($f'm$).

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

Las dimensiones de cada pila y los resultados encontrados se muestran en las siguientes Tabla 3.2

Tabla 3.2 Cálculo y resultados de la resistencia a compresión en pilas

Pila	Dimensiones			Área (mm ²)	Esbeltez	Factor de corrección	Carga Máx. (kN)	Fm (MPa)
	Altura (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)					
PL1	592	235	125	29375	4,74	0,989	317,96	10,71
PL2	590	234	127	29718	4,65	0,986	292,23	9,69
PL3	593	235	126	29610	4,71	0,988	282,10	9,42
PL4	590	236	125	29500	4,72	0,989	323,52	10,84
Promedio								10,17
Des. Est								0,72
f'm								9,45

- **Módulo de Elasticidad**

El cálculo del módulo de elasticidad dependió de la gráfica de fuerza vs deformación (F vs D) que se obtuvo para cada LVDT local (anterior y posterior). Asimismo, se utilizó la gráfica de F vs D del LVDT global para hallar la carga máxima que se le aplicó a cada pila.

El tramo del gráfico de F vs D local tuvo como punto inicial (P1) el 20% de la carga máxima y como punto final (P2) el 50% de la carga máxima. Estos valores tenían una deformación asociada (D1 y D2), las cuales se hallaron en la data de la gráfica de F vs D. Restando fuerzas y deformaciones encontrados se obtuvo el incremento de carga (ΔP) y de desplazamiento (ΔD).

El incremento de carga dividido entre la sección transversal de la pila brindó como resultado el incremento del esfuerzo de compresión en la pila. Mientras que la división del incremento del desplazamiento entre la longitud entre las bases de los LVDT resultó la deformación unitaria de la pila.

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta P}{\text{Área Bruta}}$$

$$\Delta\xi = \frac{\Delta D}{L_0}$$

- ΔP : Incremento de carga en el tramo que representa el comportamiento elástico
- *Área Bruta*: Área de la sección transversal de la pila
- $\Delta\sigma$: Incremento del esfuerzo axial en el tramo elástico
- ΔD : Incremento del desplazamiento en el rango elástico
- L_0 : Longitud entre las bases del LVDT
- $\Delta\xi$: Deformación unitaria asociada a un $\Delta\sigma$

El incremento de esfuerzos dividido entre la deformación unitaria asociada a dicho esfuerzo resultó finalmente el módulo de elasticidad de cada pila.

$$E_m = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\xi}$$

- E_m : Módulo de Elasticidad de cada pila

Para cada LVDT local anterior y posterior colocados en una pila se determinó un valor de E_m , los cuales se promediaron, para finalmente promediar los resultados de todas las pilas.

Las curvas F vs D de los LVDT local anterior de las cuatro pilas ensayada se muestran en la figura 3.5.

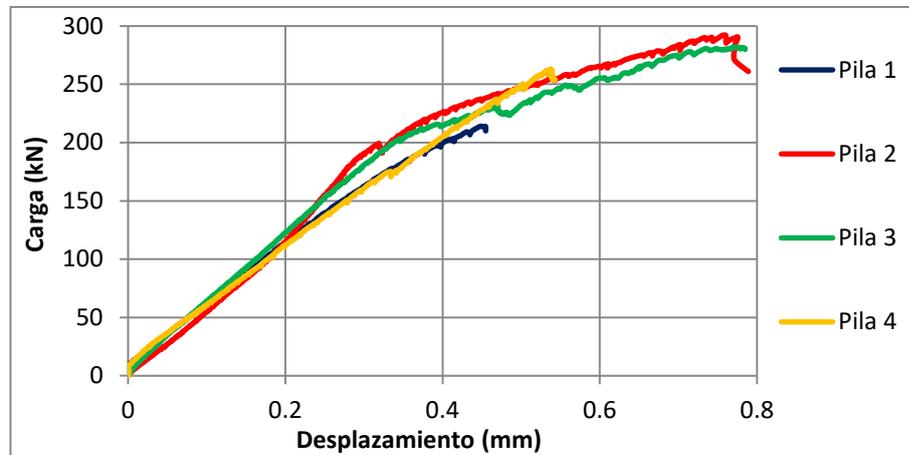


Figura 3.4 Gráfico fuerza vs desplazamiento del LVDT local anterior para cada pila

Los resultados que se obtuvieron se muestran en la Tabla 3.3 y 3.4.

Tabla 3.3 Datos obtenidos de los LVDT locales

Pila	Sensor	Distancia LVDT local (mm)	Punto 1 (20%CM)		Punto 2 (50%CM)	
			P (kN)	D (mm)	P (kN)	D (mm)
PL1	Anterior	300	63,59	0,1048	158,98	0,2920
	Posterior	300	63,59	0,0940	158,98	0,2740
PL2	Anterior	300	58,45	0,1061	146,12	0,2400
	Posterior	300	58,45	0,0558	146,12	0,2060
PL3	Anterior	300	56,42	0,0869	141,05	0,2310
	Posterior	300	56,42	0,0579	141,05	0,1750
PL4	Anterior	300	64,70	0,1083	161,76	0,3020
	Posterior	300	64,70	0,0586	161,76	0,1780

*CM: Carga Máxima (ver Tabla 3.2)

Tabla 3.4 Resultados obtenidos para el módulo de Elasticidad

Pila	Área (mm ²)	Deformación Unitaria	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Em por LVDT (MPa)	Em Promedio (MPa)
PL1	29375	0,00062	2,16	5,41	5203,928	5203,93
		0,00060	2,16	5,41		
PL2	29718	0,00045	1,97	4,92	6609,478	6609,48
		0,00050	1,97	4,92		
PL3	29610	0,00048	1,91	4,76	5950,360	5950,36
		0,00039	1,91	4,76		
PL4	29500	0,00065	2,19	5,48	5095,561	5095,56
		0,00040	2,19	5,48		
					Promedio	5714,83

Según la norma E.070 el módulo de elasticidad también puede ser determinado con la resistencia característica a la compresión.

$$E_m = 500f'_m$$

En la tabla 3.5, se observa que la relación E_m / f'_m varía al propuesto por la Norma E.070 en un 21%. Por lo tanto, se obtuvo un valor mayor de E_m esperado. Asimismo, la relación planteada por la Norma no se diferencia mucho al hallado, por lo que es aceptable su uso para el cálculo.

Tabla 3.5 Cuadro de comparación de la relación de E_m / f'_m

Datos de ensayo		Norma E.070		Diferencia con teórico de la NTP E.070 (%)
f'_m (MPa)	E_m (MPa)	E_m/f'_m	E_m/f'_m Teórico	
9,45	5714,83	605	500	21

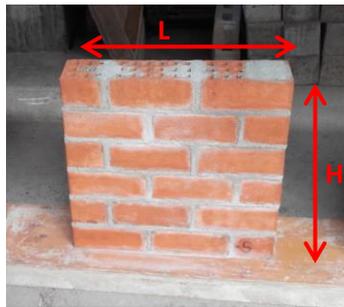
3.3. Ensayos en muretes

Los muretes representan una sección del paño de albañilería. Estos deben ser de sección cuadrada. De los resultados de los ensayos es posible obtener la resistencia al corte y el módulo de corte.

3.3.1. Construcción

Se construyeron 4 muretes. Las dimensiones de estos fueron de 600x600mm (figura 3.5a). Para la construcción, fue necesario que la primera fila se encuentre debidamente alineada con el fin de que sean las guías para las demás hiladas. La dosificación y el espesor del mortero fueron los mismos que se usó para las pilas

(figura 3.5b). Asimismo, los ladrillos tuvieron que ser regados un día antes debido a su alta succión. Las herramientas que se utilizaron para verificar el alineamiento, la altura y la horizontalidad fueron el cordel, el escantillón, el nivel y la plomada. Para la realización del ensayo a compresión diagonal fue necesario colocarle un *capping* en las esquinas opuestas para que la superficie sea uniforme (figura 3.5c). Después de los 28 días después de su construcción, se realizó los ensayos a compresión diagonal.



a) Medidas del murete:
 $H=600\text{mm}$, $L=600\text{mm}$.



b) Colocación de mortero en la segunda hilada del murete



c) Murete con el capping colocado en las esquinas opuestas

Figura 3.5 Construcción de los muretes

3.3.2. Proceso de ensayo

Los muretes, así como las pilas, se manipularon y trasladaron con cuidado para que las muestras no se dañen. Luego de esto, se marcaron los muretes con la tira línea para la ubicación de las bases necesarias y colocar los dos LVDT vertical y horizontal (figura 3.6a). Estos se ubicaron en una de las caras del murete de forma cruzada sin que se choquen.

La velocidad de ensayo para los muretes fue de $10\text{kN}/\text{min}$. Esta carga se aplicó hasta alcanzar la rotura de la muestra (figura 3.6b).



a) Colocación de las bases de la instrumentación vertical.



b) Murete colocado en la máquina de ensayo

Figura 3.6 Procedimientos de ensayo

3.3.3. Interpretación de los resultados

Las fallas en dos muretes cruzaron el ladrillo y el mortero. Este tipo de falla es el ideal. Sin embargo, los muretes restantes presentaron fallas por trituración local de la unidad en la zona de contacto con el cabezal del equipo de ensayo. Debido a este tipo de falla que se presentó, se tuvieron que retirar. No se produjeron fallas escalonadas o por deslizamiento. Por lo que esto indicó que hubo una buena adherencia entre el ladrillo y el mortero.



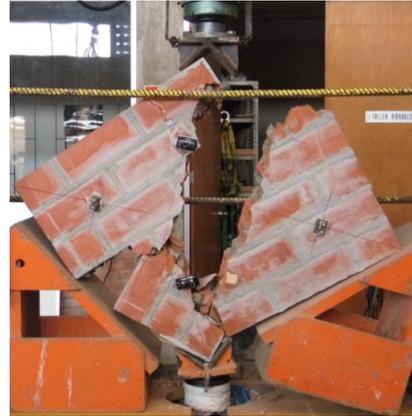
a) Falla local por aplastamiento en el murete 1



b) Falla por tracción diagonal en el murete 2



c) *Falla local por aplastamiento en el murete 3*



d) *Falla por tracción diagonal en el murete 4*

Figura 3.7 Fallas producidas en los muretes ensayados

Los resultados obtenidos de los ensayos de los muretes permitieron los cálculos de la resistencia a corte ($v'm$) y del módulo de corte (G_m).

- **Resistencia al corte**

La resistencia al corte se obtuvo de dividir la carga máxima entre el área diagonal comprimida. Esta se representa en la siguiente fórmula:

$$vm = \frac{P_{m\acute{a}x}}{Ad}$$

- vm : Resistencia al corte
- $P_{m\acute{a}x}$: Carga máxima hasta la rotura del murete
- Ad : Área diagonal (diagonal del murete x espesor)

La resistencia característica al corte ($v'm$) es el resultado de la diferencia entre el promedio de las resistencias al corte halladas para cada murete (vm) y la desviación estándar (σ).

$$v'm = vm - \sigma$$

Los resultados encontrados se muestran en las tablas 3.6 y 3.7.

Tabla 3.6 Dimensiones, medida de la diagonal y fuerza máxima aplicada de cada murete

Murete	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Diagonal (mm)	Carga Máxima (kN)
MT1	610	606	126	860	137,77
MT2	606	602	127	854	139,34
MT3	604	601	126	852	151,51
MT4	607	605	127	857	170,94

Tabla 3.7 Cálculo de la resistencia característica al corte

Murete	Área (mm ²)	Carga Máxima (kN)	vm (MPa)
MT1	108340	137,77	1,27
MT2	108481	139,34	1,28
MT3	107360	151,51	1,41
MT4	108841	170,94	1,57
		Promedio	1,38
		Desv. Est.	0,14
		v'm	1,25

- **Módulo de corte**

El tramo que se usó para el cálculo del módulo de corte representó un comportamiento elástico de la gráfica de fuerza vs desplazamiento registrado en el ensayo. El punto inicial (P1) y final (P2) del tramo tuvieron los valores del 20% y 50% de la carga máxima, respectivamente. Para dichos puntos, les correspondió un valor de deformación que se registraron para cada LVDT vertical y horizontal colocados en un murete.

La diferencia de cada punto (ΔP) y cada deformación (ΔD) se dividió entre el área de corte y la longitud de los LVDT, respectivamente. De esta forma es como se determinó el incremento de esfuerzo cortante y la deformación unitaria.

$$\Delta\tau = \frac{\Delta P}{Ad}$$

$$\Delta\xi = \frac{\Delta D}{Lo}$$

- ΔP : Incremento de carga en el tramo que representa el comportamiento elástico
- Ad : Área diagonal (diagonal del murete x espesor)
- $\Delta\tau$: Incremento del esfuerzo de corte en el tramo elástico
- ΔD : Incremento de la deformación en el rango elástico
- Lo : Longitud entre las bases del LVDT
- $\Delta\xi$: Deformación unitaria asociada a un desplazamiento vertical u horizontal

La suma de las dos deformaciones unitarias encontradas para cada LVDT de cada murete determinó la deformación angular. Luego de esto, se dividió el incremento de esfuerzo cortante entre la deformación angular. Los resultados encontrados para cada murete se promediaron, lo cual brindó como resultado el módulo de corte.

$$\Delta\gamma = \Delta\xi_1 + \Delta\xi_2$$

$$Gm = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma}$$

- $\Delta\gamma$: Deformación angular
- $\Delta\xi_1$: Deformación unitaria asociada a un desplazamiento vertical
- $\Delta\xi_2$: Deformación unitaria asociada a un desplazamiento horizontal
- Gm : Módulo de corte de cada murete

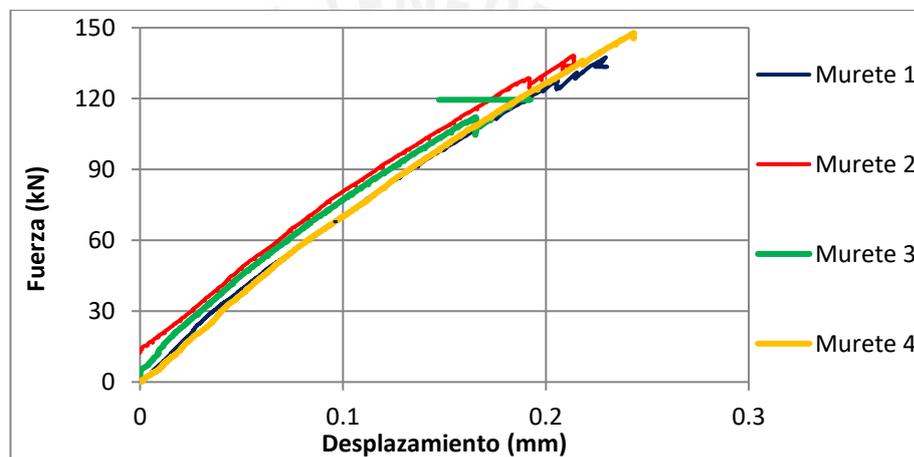


Figura 3.8 Gráfico de fuerza vs desplazamiento del LVDT horizontal para cada murete

A continuación, se presentan los resultados en las Tablas 3.8 y 3.9.

Tabla 3.8 Datos usados para el cálculo del módulo de corte

Murete	Sensor	Distancia LVDT local (mm)	Punto 1 (20%CM)		Punto 2 (50%CM)	
			P (kN)	D (mm)	P (kN)	D (mm)
MT1	Vertical	400	27,55	0,0325	68,89	0,0953
	Horizontal	400	27,55	0,0001	68,89	0,0123
MT2	Vertical	400	27,87	0,0219	69,67	0,0825
	Horizontal	400	27,87	0,0100	69,67	0,0304
MT3	Vertical	400	30,30	0,0220	75,76	0,0748
	Horizontal	400	30,30	0,0037	75,76	0,0174
MT4	Vertical	400	34,19	0,0397	85,47	0,0963
	Horizontal	400	34,19	0,0067	85,47	0,0233

Tabla 3.9 Resultados obtenidos para el módulo de corte

Murete	Área (mm ²)	Deformación Unitaria	τ (MPa)	Deformación Angular (γ)	Gm por murete (MPa)
MT1	108340	0,000157	0,381493191	0,000187	2035,45
		0,000031	0,381493191		
MT2	108481	0,000152	0,385337614	0,000203	1902,68
		0,000051	0,385337614		
MT3	107360	0,000132	0,423369881	0,000166	2544,11
		0,000034	0,423369881		
MT4	108841	0,000141	0,47116564	0,000183	2576,55
		0,000041	0,47116564		
Promedio					2264,70

Según la norma E.070 el módulo de corte también puede ser determinado con el valor del módulo de elasticidad.

$$Gm = 0,4 Em$$

En la tabla 3.10, se observa que la relación Gm / Em es similar al propuesto por la Norma E.070, ya que la diferencia con el valor teórico es menor a 1%. Por lo tanto, es aceptable el uso de esta relación para el cálculo de Gm.

Tabla 3.10 Cuadro de comparación de la relación Gm/Em

Em (MPa)	Ensayo		Norma E.070		Diferencia con teórico de la NTP E.070 (%)
	Gm (MPa)	Gm/Em	Gm/Em Teórico		
5714,83	2264,70	0,4	0,4		-0,9

CAPÍTULO 4 CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA

4.1. Características de los muros

Para el desarrollo de este estudio se construyeron 3 muros con las mismas características y con la misma mano de obra para que no exista variabilidad en los procesos constructivos. La construcción se dividió en cuatro partes, las cuales fueron la construcción de vigas de cimentación, construcción de los muros de albañilería, construcción de las columnas y construcción de las vigas solera.

4.1.1. Geometría de los muros

Los muros tuvieron una longitud de 2,60m, una altura de 2,40m y un espesor de 0,13m (figura 4.1). En la parte inferior, los muros se confinaron con las vigas de cimentación, las cuales tuvieron una sección de 0,30m de ancho y 0,335m de alto. Las columnas, cuya sección fue de 0,20m de largo y 0,13m de ancho, confinaron al muro lateralmente. Estas se anclan a las vigas de cimentación y al paño de albañilería. Esto último se realizó mediante un endentado de aproximadamente 0,05m. En la parte superior del muro, se confinó con las vigas soleras que tuvieron una sección de 0,13m de ancho y 0,20m de alto.

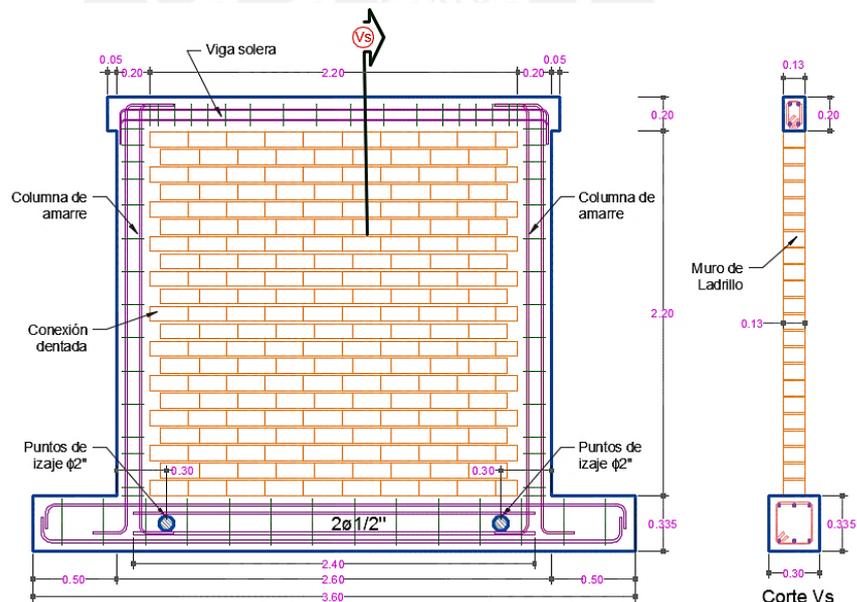


Figura 4.1 Dimensiones del muro y sus elementos

4.1.2. Refuerzo de los muros

Las vigas de cimentación tuvieron un refuerzo longitudinal de 4 varillas de acero de un diámetro de 5/8" más 2 varillas de 1/2" de diámetro (4φ5/8" + 2φ1/2"). Asimismo, tuvieron un refuerzo de estribos de un diámetro de 3/8" (φ3/8"), los cuales estuvieron espaciados 1 cada 0,05 m, 2 cada 0,10 m y el resto cada 0,25 m (1@0,05m; 2@0,10m; r@0,25m).

Las columnas y las vigas soleras se reforzaron longitudinalmente con 4φ1/2". Al igual que las vigas de cimentación, estos elementos tuvieron refuerzos de estribos, pero con un diámetro de 1/4", los cuales estuvieron espaciados 1@0,05m; 4@0,10m; r@0,25m (a cada extremo del elemento para las columnas).

Estos refuerzos se presentan gráficamente para cada elemento en la figura 4.2. Asimismo, en esta imagen se observan las dimensiones de los anclajes que deben tener los refuerzos longitudinales.

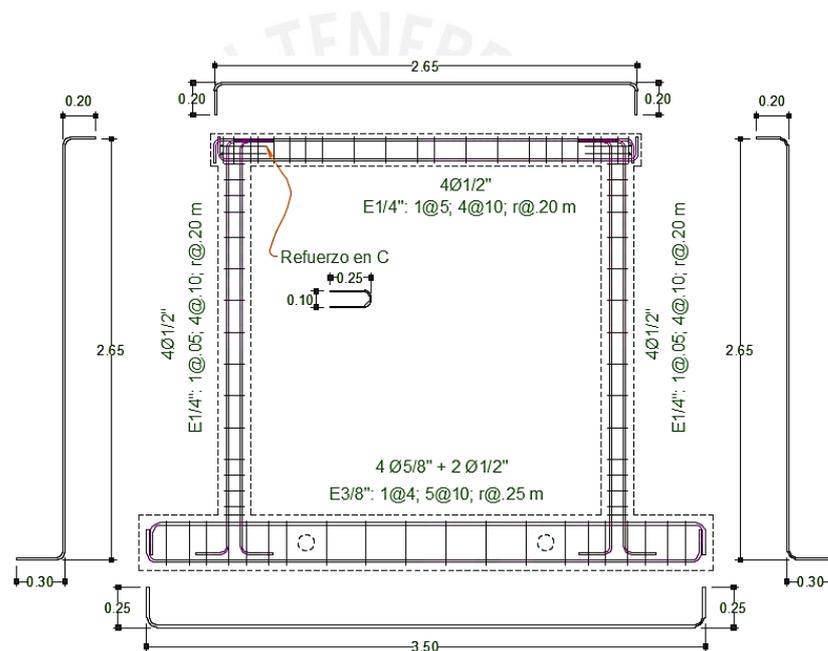


Figura 4.2 Detalle de los refuerzos de los elementos de confinamiento del muro

Los refuerzos que se usaron para los elementos de confinamiento cumplieron con ser mayores al acero mínimo exigido por la Norma E.070. Para verificar esto, se usó la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ min} = \frac{0,1 f'c A_c}{f_y}$$

- $A_s \text{ min}$: Acero mínimo (cm²)
- $f'c$: Resistencia del concreto de cada elemento (kg/cm²)

- A_c : Área del elemento en evaluación (cm^2)
- f_y : Fluencia del acero (kg/cm^2)

Se presentan los resultados de la evaluación del acero mínimo para los elementos de confinamiento en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Evaluación del acero mínimo en columna y viga solera

Elemento	Dimensiones (cm)		A_c	f'_c	f_y	As min	As usado
Columna	20	13	260	175	4200	1,08	5,16
Viga solera	13	20	260	175	4200	1,08	5,16

4.2. Construcción de los muros

Se usaron los mismos materiales para construir los tres muros. Estos fueron unidades de arcilla King Kong 18 huecos de fabricación industrial con perforaciones perpendiculares a la cara de asiento, mortero de proporción cemento – arena igual 1:4.

Las unidades usadas para la construcción del muro no tuvieron que tener un agrietamiento considerable ni excesivas imperfecciones. Por ello estas tuvieron que ser seleccionadas del lugar donde se les había apilado. Debido al alto porcentaje de succión de las unidades, un día antes del asentado se les regó durante 30 minutos.

El aparejo usado para la construcción del muro fue el de tipo sogá, cuyo espesor efectivo fue de 130mm. Las juntas verticales y horizontales entre unidades fueron de 10mm. El traslape de las hiladas del muro de albañilería fue de $\frac{1}{2}$ ladrillo. La conexión de la columna con el muro fue del tipo endentado, el cual tuvo una longitud de 50mm. Las herramientas usadas para la construcción fueron el escantillón, la plomada, el cordel, el nivel, el badilejo y otros instrumentos necesarios para la correcta construcción de los muros.

La resistencia del concreto de la viga de cimentación fue de 21MPa y de las columnas y vigas soleras fue de 17,5MPa. Los muros tuvieron un tiempo de fraguado de 28 días.

4.2.1. Construcción de las vigas de cimentación

La construcción de la viga de cimentación empezó con la habilitación de los aceros que se usaron como refuerzo longitudinal y transversal (estribos). Al terminar la habilitación del acero, se colocó la armadura en una base de madera, la cual formaría parte del encofrado.

Después, se pasó al armado del encofrado. Este fue de madera. Tuvo que estar limpio y tener una superficie lisa en la que no se observen orificios o irregularidades. Esto con la finalidad de evitar que afecten el fraguado del concreto. El elemento tuvo

un recubrimiento de 20mm. Por ello, al colocar la armadura dentro del encofrado se le amarró unos dados de concreto que sirvió para separar el espacio entre las barras del refuerzo y el encofrado (figura 4.3a).

Asimismo, se colocaron dentro del encofrado dos tubos de PVC de 2" a cada lado del eje de simetría de la viga (figura 4.3a). Esto con la finalidad de obtener dos orificios para el izaje del muro. Además, se colocaron los refuerzos longitudinales de las columnas (figura 4.3b). La ubicación de los orificios del izaje y del refuerzo de las columnas en el muro se pueden observar en la figura 4.1.

Luego de haber verificado la ubicación de las armaduras, de los tubos de PVC y el recubrimiento, se procedió a vaciar el elemento con un concreto de resistencia igual a 21MPa (figura 4.3c). Se realizó el correcto vibrado del concreto durante el vaciado. Asimismo, se sacaron 6 probetas de la mezcla de concreto para realizar un control de la resistencia especificada a los 28 días de vaciado el elemento.

Finalmente, en la etapa de media fragua, se realizó unas ralladuras en la superficie superior de la viga (figura 4.3d). Esto con la finalidad de que se realice posteriormente un buen asentado de las unidades de la albañilería. Al día siguiente del vaciado, se desencofraron las vigas de cimentación para la realización del curado en los días posteriores.



a) Colocación de los dados de concreto y tubo de PVC en el encofrado



b) Refuerzos longitudinales de la columna anclados a la viga de cimentación



c) Vaciado de concreto



d) Ralladuras hechas a media fragua al día siguiente del vaciado



e) Curado de las vigas de cimentación

Figura 4.3 Proceso constructivo de la viga de cimentación

Los resultados de la resistencia a compresión de las probetas sacadas del concreto vaciado a las vigas de cimentación a los 28 días se muestran en la tabla 4.2. Se observa que la resistencia fue mayor a la esperada.

Tabla 4.2 Resistencia a compresión del concreto de la viga de cimentación

Probeta N°	A los 28 días					
	Diam 1 (mm)	Diam 2 (mm)	Área (mm ²)	Carga (kN)	σ (MPa)	σ Prom. (MPa)
1	152,8	153,0	18361	481,4	27	26
2	155,0	154,8	18845	462,5	25	

4.2.2. Construcción de los paños de albañilería

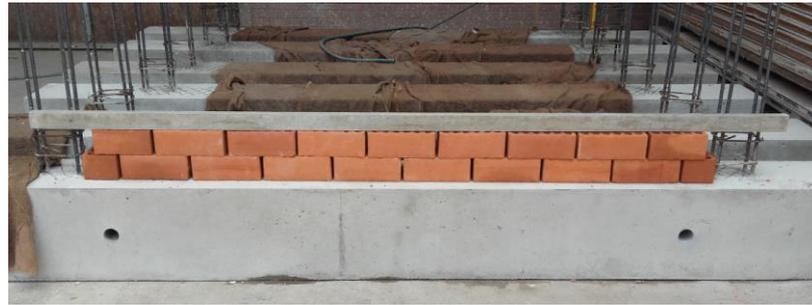
Existieron algunos pasos previos que se realizaron antes de la construcción del paño de albañilería. Estos fueron el regado de los ladrillos durante 30 minutos un día antes de su vaciado. Asimismo, para determinar la cantidad de ladrillos que se necesitó para la construcción de una hilada, se emplantilló la viga de cimentación (figura 4.4a). Como la conexión que existió entre la albañilería y la columna fue endentada se tuvo un porcentaje de desperdicio, ya que algunas unidades se tuvieron que cortar. El rayado que se realizó en la superficie superior de la viga de cimentación se limpió y se le colocó una lechada para que la adherencia entre la primera hilada del paño y la viga sea buena.

El proceso de construcción del paño de albañilería inició con el asentado de los ladrillos guías que formaron la primera hilada. Esta definió el alineamiento longitudinal del muro. Para cada hilada la horizontalidad se controló con el cordel. Asimismo, la altura y la verticalidad del asentado de los ladrillos se controlaron con el escantillón y la plomada, respectivamente. Esto para que las juntas horizontales y verticales de 10mm, así como la verticalidad del paño, se mantengan correctamente.

La construcción se realizó en dos jornadas (figura 4.4b y 4.4c). Esto con el fin de evitar fallas por aplastamiento del mortero de las hiladas inferiores. Asimismo, la Norma E.070 recomienda no asentar ladrillos a más de una altura de 1.30m.

La última hilada de la primera jornada se llenó solo la mitad de la junta vertical. Esto para evitar fallas por cizallamiento en las juntas de construcción. Al día siguiente, se continuó con la construcción del paño. Este empezó con la limpieza de las juntas verticales dejadas el día anterior y se llenó para completarla. Hecho esto se continuó con la construcción normal de la mitad faltante del muro.

La conexión de la columna y el muro se realizó mediante las dentaduras dejadas por las hiladas impares que tuvo el paño de albañilería.



a) Emplantillado previo a la colocación de la primera hilada



b) Construcción de la primera jornada



c) Construcción de la segunda jornada

Figura 4.4 Proceso constructivo del paño de albañilería

4.2.3. Construcción de las columnas

Terminado la construcción del paño de albañilería se continuó con la construcción de las columnas. Primero, se terminaron de colocar los refuerzos transversales (estribos) a cada elemento. La verticalidad de los refuerzos de la columna y que este penetre adecuadamente en la viga solera se verificó con la plomada y con el dobléz que se les hicieron a los refuerzos verticales interior y exterior, respectivamente.

Después, se humedecieron los bordes verticales de la albañilería y las bases en donde se ubicaron las columnas, para que no se produzcan juntas frías. Luego de esto, se pasó a colocar el encofrado de madera (figura 4.5a).

Finalmente, se procedió al vaciado del concreto (figura 4.5b), cuya resistencia fue de 17,5 MPa, y de su respectivo vibrado para que no formen cangrejas debajo de las hiladas endentadas (figura 4.5c). Se sacaron 6 probetas de la mezcla para realizar un control de la resistencia especificada a los 28 días de vaciado el elemento. Al día siguiente del vaciado, se desencofraron las columnas para la realización de su curado (figura 4.5d).



a) *Encofrado*



b) *Vaciado de concreto*



c) *Vibrado*



d) *Curado*

Figura 4.5 Procedimiento constructivo de las columnas

Los resultados encontrados para la verificación de la resistencia a compresión del concreto vaciado a las columnas después de 28 días se observan en la tabla 4.3. Se observa en la tabla que la resistencia encontrada es mayor a la estimada.

Tabla 4.3 Resistencia a compresión del concreto de las columnas

Probeta N°	A los 28 días					
	Diam 1 (mm)	Diam 2 (mm)	Área (mm ²)	Carga (kN)	σ (MPa)	σ Prom. (MPa)
3	153,1	154,2	18542	317,3	17	17
4	154,5	154,8	18784	328,4	18	
5	153,0	152,5	18325	294,0	16	
6	151,6	152,9	18206	302,7	17	

4.2.4. Construcción de la viga solera

Las vigas soleras se construyeron después del desencofrado de las columnas. Primero, se realizó la ubicación de las armaduras de acero. Estas se colocaron encima de la última hilada del paño de albañilería. Estuvieron separadas de esta hilada por un dado de concreto de 20mm de alto. Esta dimensión fue el recubrimiento que la viga solera tuvo también con los lados del encofrado.

Luego de la correcta colocación de la armadura de acero y del encofrado se procedió a vaciar la viga solera. La resistencia del concreto que se usó fue la misma que de las columnas. Durante el vaciado se realizó el vibrado del elemento; asimismo, se sacaron 6 probetas del concreto vaciado para que se pueda verificar la resistencia especificada. Finalmente, al día siguiente de la construcción se desencofraron las vigas, para que se les pueda realizar su respectivo curado.



a) Encofrado de las vigas soleras



b) Vaciado de concreto



c) Vibrado del concreto vaciado en las vigas soleras

Figura 4.6 Proceso constructivo de las vigas soleras

Los resultados del ensayo a compresión después de más de 28 días de curado de las probetas que se sacaron del concreto vaciado a las vigas soleras se muestran en la tabla 4.4. Se observa que el resultado encontrado por los ensayos es mayor a la resistencia característica especificada.

Tabla 4.4 Resistencia a compresión del concreto de las vigas soleras

Probeta		Más de los 28 días				
N°	Diam 1 (mm)	Diam 2 (mm)	Área (mm ²)	Carga (kN)	σ (MPa)	σ Prom. (MPa)
3	155,5	155,6	19003	622,0	33	
4	155,4	153,2	18699	591,1	32	
5	155,0	154,6	18821	590,4	32	32
6	153,4	154,9	18663	590,4	32	

En esta tabla se observa que se tiene un valor mucho mayor de la resistencia a compresión del concreto con respecto al diseñado. Esto se debe a que el ensayo a compresión fue realizado pasado los 28 días de curado y se tuvo una variación en el porcentaje de humedad de la arena con la que se trabajó anteriormente.



CAPÍTULO 5 ANÁLISIS TEÓRICO DE LOS MUROS A ESCALA NATURAL

5.1. Módulo de elasticidad y de corte

Para la albañilería, el módulo de elasticidad (E_m) se obtuvo de los ensayos de compresión axial efectuados a las pilas. Asimismo, el módulo de corte (G_m) se consiguió de los ensayos de compresión diagonal realizados a los muretes.

Los valores de estas dos variables son las siguientes:

$$E_m = 5714,83 \text{ MPa}$$

$$G_m = 2264,70 \text{ MPa}$$

5.2. Sección transformada

La sección transformada es un criterio que se aplica para convertir los elementos de confinamiento vertical del muro en elementos equivalentes al de la albañilería. De esta forma se puede obtener propiedades del muro como el momento de inercia (I). A continuación, se calculará esta variable.

En primer lugar, es necesario determinar el módulo de elasticidad del concreto (E_c), el cual según la Norma E0.60 este se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$$

- f'_c : Resistencia a la compresión del concreto (MPa)
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto (MPa)

El f'_c se determinó mediante los ensayos de compresión a los 28 días de las probetas de concreto extraídas de los elementos de confinamiento. Por lo que se obtuvo el siguiente resultado:

$$f'_c = 17 \text{ MPa}$$

$$E_c = 19379 \text{ MPa}$$

En segundo lugar, se calcula la relación que existe entre el módulo del concreto y el módulo de la albañilería, el cual se le conoce como n , para obtener un nuevo ancho de las columnas de concreto.

$$n = \frac{E_c}{E_m} = 3,39$$

En la figura 5.1 se observa el aumento del valor del ancho de la columna de concreto para realizar el cálculo de la inercia del muro.



Figura 5.1 Sección transformada del muro de albañilería

Con la nueva sección se puede hallar la inercia (I), la cual se calcula de la siguiente forma:

$$I = \left(\frac{0,13 \times 2,2^3}{12} \right) + 2 \times \left(\frac{0,44 \times 0,2^3}{12} + 0,44 \times 0,2 \times 1,2^2 \right) = 0,370 \text{ m}^4$$

Asimismo, se determina el área de la sección transformada. Esta se obtiene de la siguiente manera:

$$A_c = 2 \times 0,44 \times 0,2 + 2,2 \times 0,13 = 0,46 \text{ m}^2$$

Por último, se calcula el factor de forma, el cual corresponde a la relación que existe entre el área de la sección transformada y el área original.

$$f = \frac{0,44 \times 0,2 \times 2 + 2,2 \times 0,13}{2,60 \times 0,13} = 1,36$$

5.3. Rigidez lateral

Se tendrá en consideración que los muros actúan en voladizo. La deformación total de los muros será el resultado de la acción combinada de flexión y corte. Por lo que la rigidez lateral teórica se calculará con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{Em}{\frac{h^3}{3I} + \frac{f \times h \times \frac{Em}{Gm}}{Ac}}$$

- K : Rigidez Lateral (kN/m)
- Em : Módulo de elasticidad experimental (MPa)
- h : Altura del muro, desde la base hasta el eje de carga (2,30m)
- I : Inercia de la sección transformada (m⁴)
- f : Factor de forma
- Gm : Módulo de corte experimental (MPa)
- Ac : Área de la sección transversal del muro (m²)

El resultado de dicha fórmula brindó el siguiente valor de rigidez lateral:

$$K = 203108 \frac{kN}{m}$$

5.4. Fisuración en tracción por flexión

Las fisuras de tracción por flexión son las primeras en aparecer en la base del muro (San Bartolomé et al, 2011). Para determinar la carga teórica que produce esto, se utilizó el criterio de la sección transformada no agrietada. Para ello se necesitó plantear la ecuación del esfuerzo de tracción máximo, el cual se igualó a la capacidad de tracción que posee el concreto ($f't$) transformado en albañilería.

$$\sigma_t = \frac{M \times y}{I} = \frac{f't}{n}$$

- σ_t : Esfuerzo de tracción máximo
- M : F (carga asociada a la primera fisura) $\times h$
- y : Distancia del centroide al extremo traccionado de la sección (1,30m)

- I : Inercia de la sección transformada no agrietada
- $f't$: Resistencia a tracción del concreto
- n : Relación entre los módulos de elasticidad del concreto y la albañilería

Primero, se calculó la resistencia a tracción del concreto. Para ello se necesitó la resistencia a compresión del concreto en las unidades de kg/cm². De esta forma se obtiene lo siguiente:

$$f't = 2\sqrt{f'c}$$

$$f't = 2,56 \text{ MPa}$$

Del momento M , se despeja la carga asociada a la primera fisura (F), de esta forma se obtiene lo siguiente:

$$M = F \times h$$

$$F = \frac{f't \times I}{h \times y \times n}$$

$$F = 93,32 \text{ kN}$$

5.5. Agrietamiento diagonal teórico

Las primeras fisuras diagonales aparecen luego de haber superado la resistencia teórica al corte del muro. Este se calculó a partir de la siguiente fórmula establecida por la Norma E.070:

$$V_m = 0,5 \times v'm \times \alpha \times t \times L + 0,23 \times P_g$$

- $v'm$: Resistencia al corte de la albañilería de los ensayos a compresión diagonal (1,25 MPa)
- α : Factor de esbeltez (L/h , $h = 2,30\text{m}$)
- t : Espesor efectivo del muro (0,13m)
- L : longitud total del muro incluyendo a las columnas (2,60m)
- P_g : Carga gravitacional (Cero, debido a que no se tiene una carga axial aplicada en el muro)

El resultado de la operación planteada es la siguiente:

$$Vm = 211,25 \text{ kN}$$

5.6. Momento flector nominal máximo

El momento flector nominal para secciones rectangulares se la calculó con la siguiente fórmula:

$$Mn = As \times fy \times d$$

- Mn : Momento flector nominal máximo (kN.m)
- As : Área del refuerzo vertical en el extremo del muro ($4 \phi \frac{1}{2}'' = 5,16\text{cm}^2$)
- fy : Esfuerzo de fluencia del acero (4200kg/cm^2)
- d : Peralte efectivo del muro ($0,8L = 208\text{cm}$)

$$Mn = 442,21 \text{ kN.m}$$

Del resultado anterior se puede determinar la fuerza cortante asociada a este momento.

$$Vf = \frac{Mn}{h}$$

$$Vf = 192,27 \text{ kN}$$

5.7. Tipo de falla esperada

Los resultados obtenidos controlan el orden de la aparición de las fallas que sucederá en los ensayos experimentales. En primer lugar, las primeras fallas aparecerán en la base del espécimen, debido a que la fuerza asociada a la primera fisura por tracción ($F = 93,31 \text{ kN}$) tiene un valor mucho menor a las otras dos fuerzas halladas.

En segundo lugar, se producirán las fallas por flexión, ya que el valor de la fuerza asociada al momento flector que lo produce ($Vf = 192,27 \text{ kN}$) es menor que la fuerza cortante ($Vm = 211,25 \text{ kN}$). Finalmente, el muro fallará por corte en las últimas fases del ensayo.

CAPÍTULO 6 ESTUDIO DE LOS ENSAYOS CÍCLICOS EN MUROS DE ALBAÑILERÍA

6.1. Introducción: ¿Qué es un ensayo cíclico?

Un ensayo cíclico consiste en la aplicación de desplazamientos laterales controlados a un determinado espécimen, en este caso a un muro de albañilería. Los desplazamientos se aplican en ambos sentidos y poseen una fuerza que los producen. El ensayo se conforma por fases, las cuales desarrollan varios ciclos de desplazamientos de un mismo valor máximo.

Al final del ensayo se obtienen los datos de desplazamiento y fuerza aplicados en el muro. Con estos resultados se puede construir la gráfica de la curva de capacidad para determinar diferentes propiedades del muro como la ductilidad disponible, la degradación de la resistencia y de la rigidez, el índice de disipación de energía y las formas de falla, entre otros.

6.2. Protocolo ensayo FEMA 461

El FEMA 461 es una guía establecida por el Federal Emergency Management Agency. Este tiene la finalidad de estandarizar los ensayos cíclicos cuasi estáticos y los que se realizan en la mesa vibratoria. Para este proyecto se utilizaron los procedimientos para los ensayos cíclicos cuasi estáticos.

Se le denomina cuasi estático debido a que una carga de esta característica aplicada en el sistema mantiene el estado de equilibrio muy de cerca. Por ello, para representar los efectos de un sismo se utilizan este tipo de carga que en el muro se le aplica como un desplazamiento que sigue un patrón determinado (Tovar, 2013).

El protocolo de ensayo consiste en una historia de carga con deformación controlada (figura 6.1). Esta propone que el número de fases (n) deba ser generalmente 10 o más y se realicen dos ciclos por fase. Asimismo, los desplazamientos inicial (Δ_0) y final (Δ_m) deben ser menor a la amplitud en la que desarrolla el primer estado de daño y el inicio del estado de daño más severo, respectivamente.

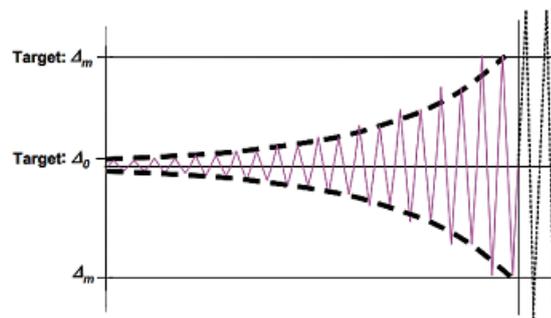


Figura 6.1 Historia de carga (FEMA 461, 2007)

La amplitud de cada fase tiene una proporción de 1,4 respecto a la anterior. Por lo tanto, se tendrá la siguiente ecuación para determinar la amplitud de cada fase:

$$(a_{i+1} = 1.4a_i).$$

- a_i : amplitud de la fase i
- a_{i+1} : amplitud de la fase $i + 1$

6.3. Montaje e instrumentación

Los muros fueron transportados del patio del laboratorio a la zona de ensayo con el uso del puente grúa. Antes de la ubicación de cada muro a ensayar se le colocó un *capping* de yeso en la base inferior de la viga de cimentación, con el propósito de uniformizar la superficie de contacto que se tendrá con la losa del laboratorio.

Se colocaron tres gatas hidráulicas que aplicaron cargas a la viga de cimentación para que el muro no se desplace o volteara. Las fuerzas que ejercieron las gatas fueron dos verticales y una horizontal, cada una con una capacidad de 300kN (figura 6.2).

La fuerza horizontal que generó los desplazamientos laterales en el muro se aplicó con un actuador hidráulico (figura 6.3) que se ubicó a la altura del eje de la viga solera. Este tuvo una capacidad de 500kN.



Figura 6.2 Gatas vertical y horizontal aplicadas en la viga de cimentación



Figura 6.3 Actuador ubicado a la altura de la viga solera

Ya que se necesitó conocer los valores de desplazamientos aplicados al muro, así como las fuerzas que lo produjeron, se colocaron sensores de celdas de carga y transductores de deformación de 50mm (LVDT). Se colocaron seis LVDT en cada muro (figura 6.4), con el fin de medir deformaciones diagonales, verticales, horizontales y conocer los desplazamientos en varias direcciones. Los sensores se conectaron a un sistema de escaneo universal que utiliza el software LabVIEW.

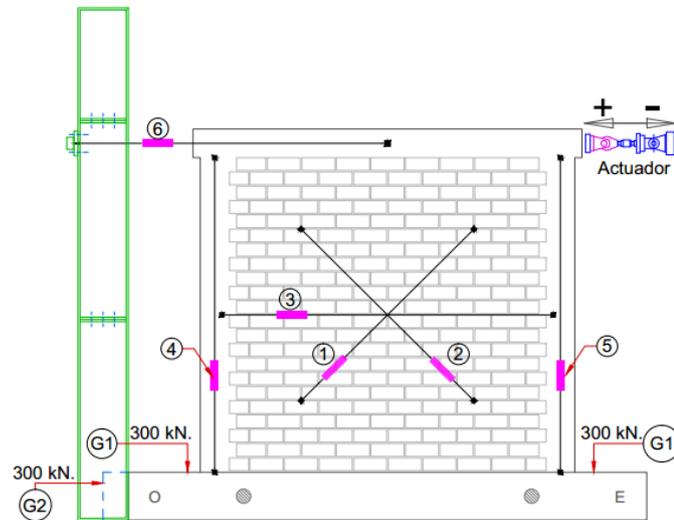


Figura 6.4 Distribución de los sensores de medición

En la tabla 6.1 se describen los detalles de la instrumentación.

Tabla 6.1 Detalle de la instrumentación

ID	Instrumento	Finalidad
	Actuador	Aplicó las deformaciones laterales controladas al muro de albañilería por acción de una carga horizontal. Tuvo una capacidad de celda de carga de 500kN.
1 y 2	G	Gatas hidráulicas ubicadas en la viga de cimentación. Estas ejercieron dos fuerzas verticales sobre la viga de cimentación y una fuerza horizontal al costado de la viga de cimentación.
1 y 2	LVDT	Midió los desplazamientos diagonales que permitieron el cálculo de la distorsión angular y determinar el módulo de corte del muro (G).
3	LVDT	Midió los desplazamientos relativos entre los extremos de la parte central del muro. Esto con la finalidad de determinar la deformación y agrietamiento del muro.
4 y 5	LVDT	Sirvieron para medir los desplazamientos relativos verticales entre la conexión de columna y albañilería.
6	LVDT	Midieron el desplazamiento de la viga solera. Este permite obtener la curva de capacidad, pues está asociado a los desplazamientos que tendrá cada fase del ensayo.

6.4. Ensayo de los muros

El ensayo se basó en las recomendaciones establecidas por el FEMA 461. Por ello, la prueba consistió en 12 fases (tabla 6.2), las cuales cada una tuvo dos ciclos de desarrollo. Las grietas que aparecieron durante la realización del ensayo se marcaron con un plumón de cierto color correspondiente al número de fase en el que se había producido. En la figura 6.5, se presenta la historia de desplazamiento lateral aplicado al espécimen de ensayo, así como los colores de cada fase. La altura de los muros para el cálculo de la deriva fue de 2.30 metros.

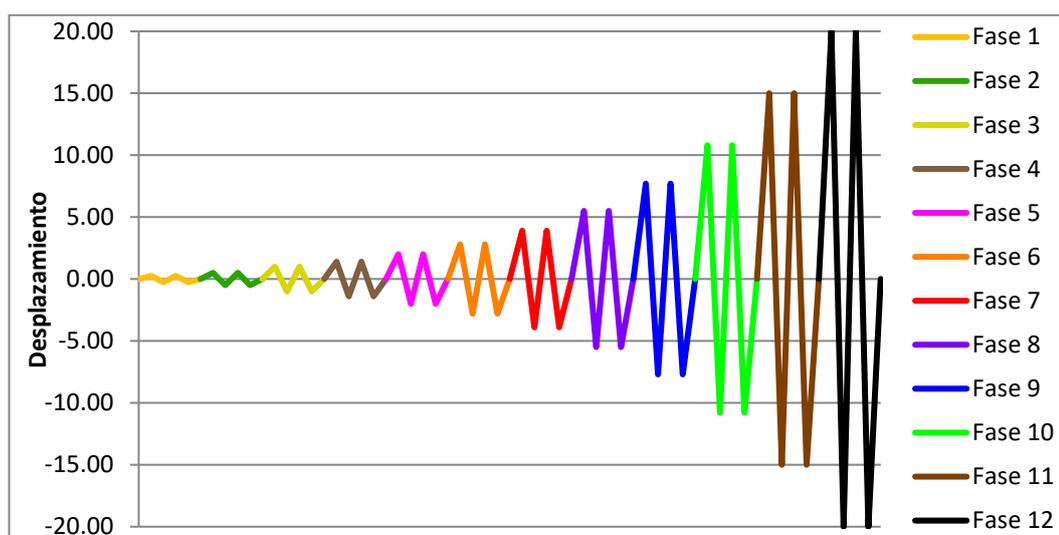


Figura 6.5 Historia de desplazamiento lateral

Tabla 6.2 Fases del ensayo

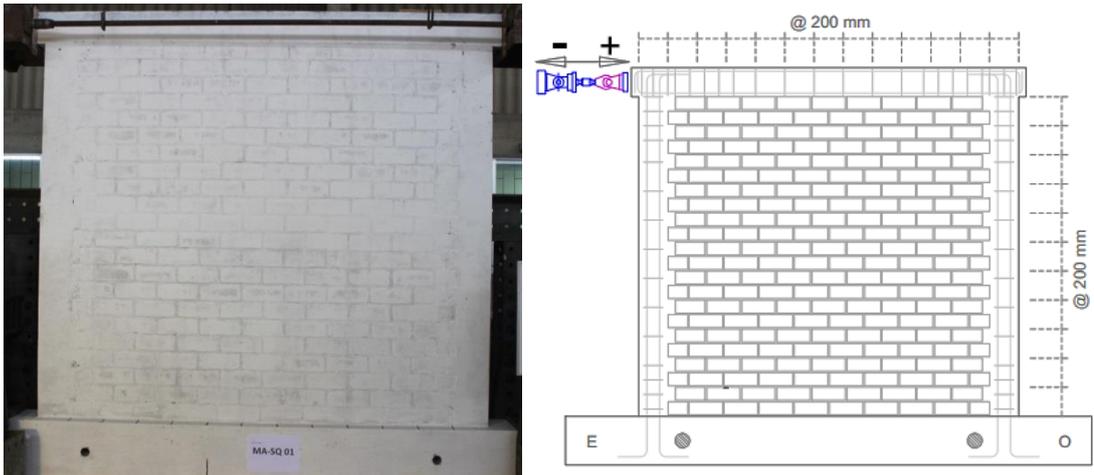
Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Δ (mm)	0,25	0,50	1,00	1,40	2,00	2,80	3,90	5,50	7,70	10,80	15,00	20,00
Color												
Deriva (0/00)	0,11	0,22	0,43	0,61	0,87	1,22	1,70	2,39	3,35	4,70	6,52	8,70

La descripción del comportamiento de los muros se muestra a continuación.

6.4.1. Ensayo del muro MA – SQ 01

FASE 1 ($\Delta = 0,25\text{mm}$)

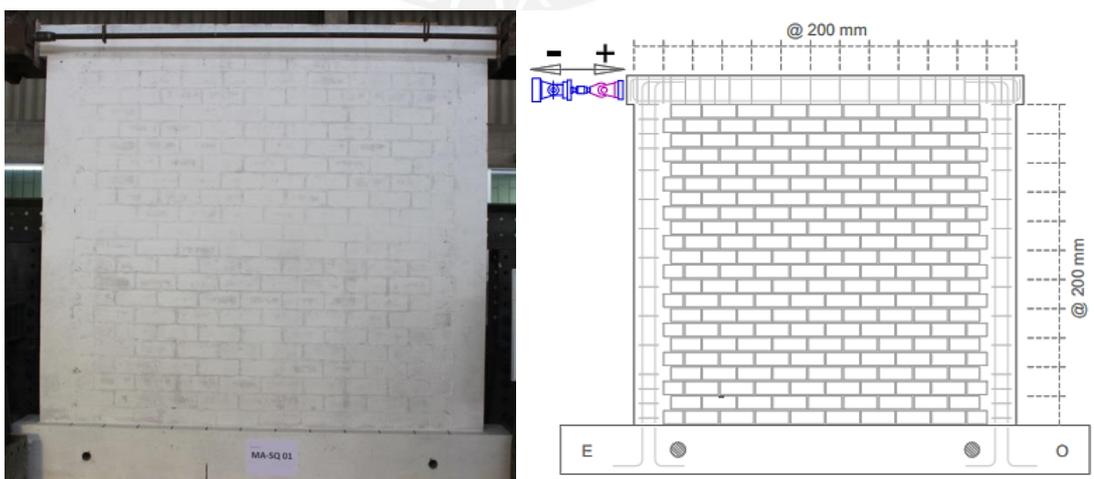
- Carga máxima de empuje: +56 kN
- Carga máxima de jalado: -54 kN



No se presentaron fisuras. El muro se comporta de manera elástica.

FASE 2 ($\Delta = 0,50\text{mm}$)

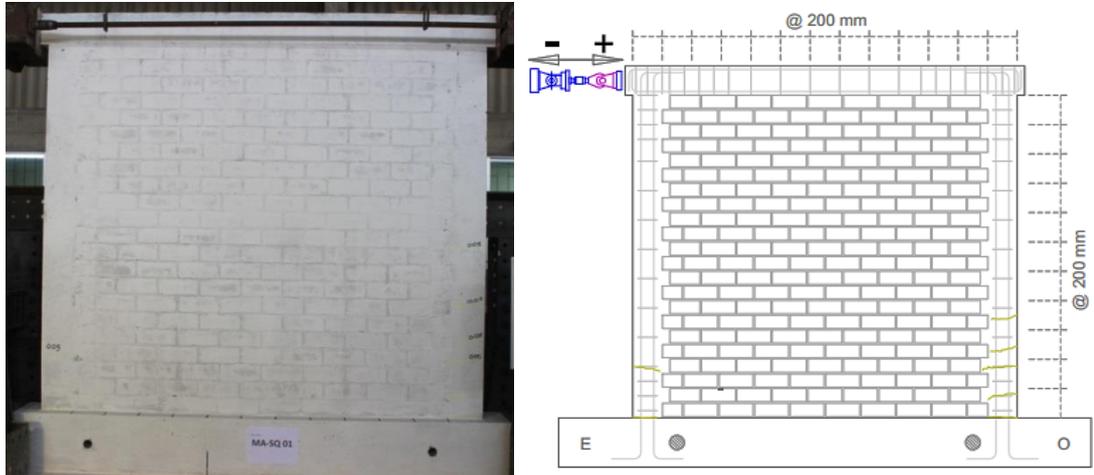
- Carga máxima de empuje: +83 kN
- Carga máxima de jalado: -79 kN



No se presentaron fisuras. El muro se sigue comportando elásticamente.

FASE 3 ($\Delta = 1,00\text{mm}$)

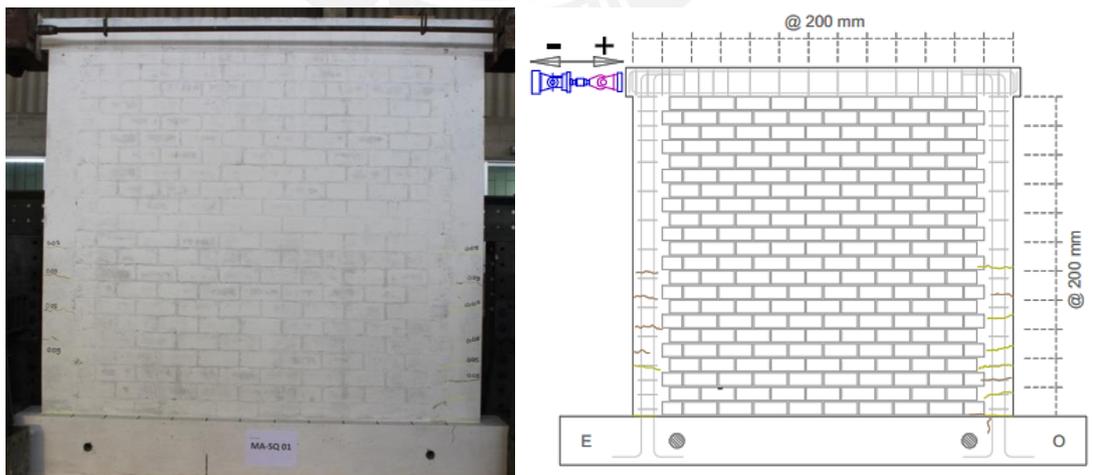
- Carga máxima de empuje: +116 kN
- Carga máxima de jalado: -119 kN



Se produjeron las primeras fisuras horizontales de tracción por flexión. Se encuentran localizadas en la zona inferior de la mitad de la columna derecha. Las fisuras tuvieron un grosor de 0.05mm.

FASE 4 ($\Delta = 1,40\text{mm}$)

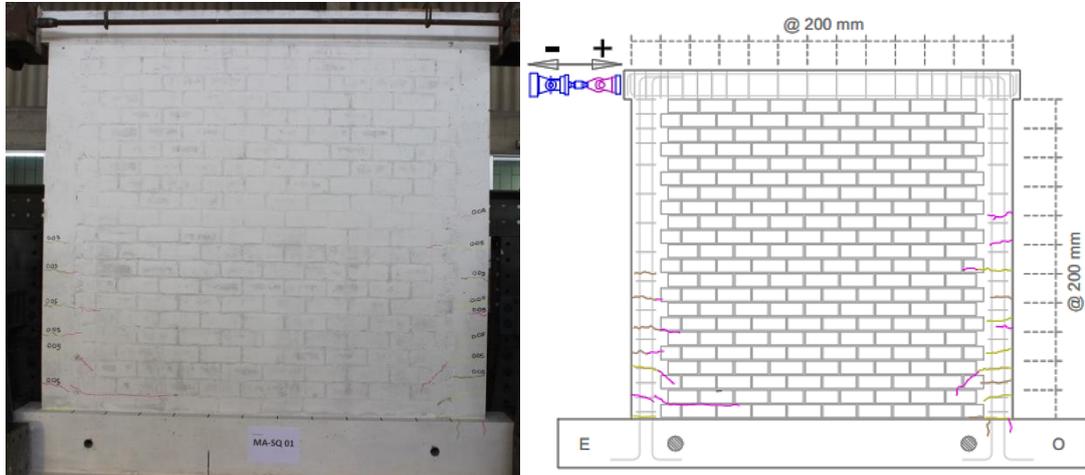
- Carga máxima de empuje: +137 kN
- Carga máxima de jalado: -143 kN



Se produjeron nuevas fisuras horizontales situadas en la mitad inferior de la columna izquierda. El grosor de las fisuras fue de 0.05mm también.

FASE 5 ($\Delta = 2,00\text{mm}$)

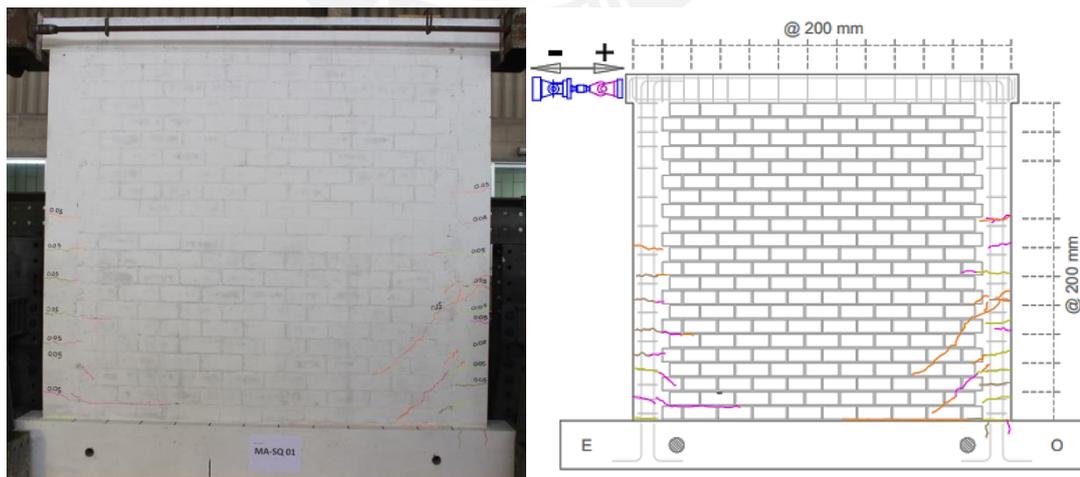
- Carga máxima de empuje: +161 kN
- Carga máxima de jalado: -169 kN



Se extendieron las fisuras inferiores del lado izquierdo. Una de ellas se alargó dentro de una hilada de la albañilería. Se siguen formando fisuras horizontales en las columnas. El tamaño de las grietas siguió en 0.05mm.

FASE 6 ($\Delta = 2,80\text{mm}$)

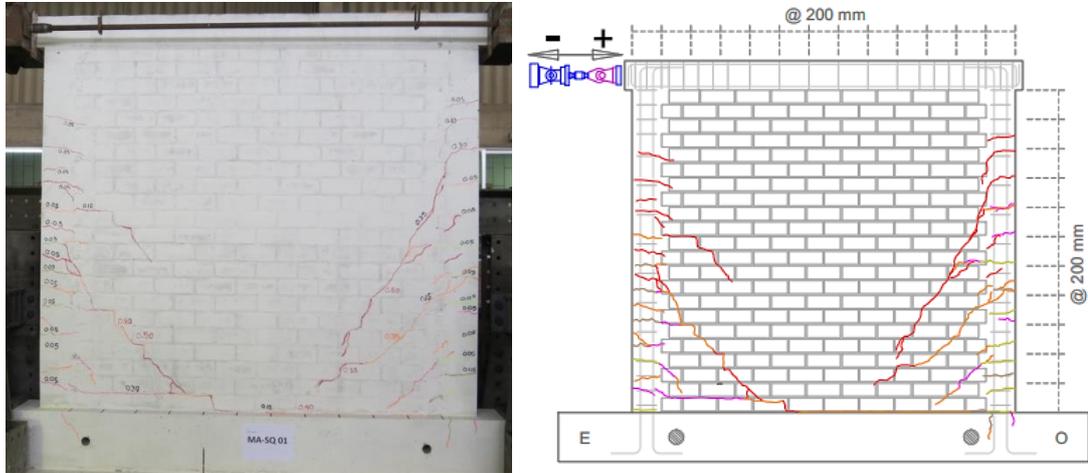
- Carga máxima de empuje: +182 kN
- Carga máxima de jalado: -184 kN



Se produjeron nuevas grietas escalonadas a través del paño de albañilería. Se extienden desde la mitad inferior de la columna derecha y cruzan el muro en forma diagonal en dirección hacia abajo. Las grietas tuvieron un grosor de 0.15mm y 0.35mm. Se degradó un poco la rigidez del muro. Asimismo, se produjeron algunas grietas en la unión entre muro y viga de cimentación.

FASE 7 ($\Delta = 3,90\text{mm}$)

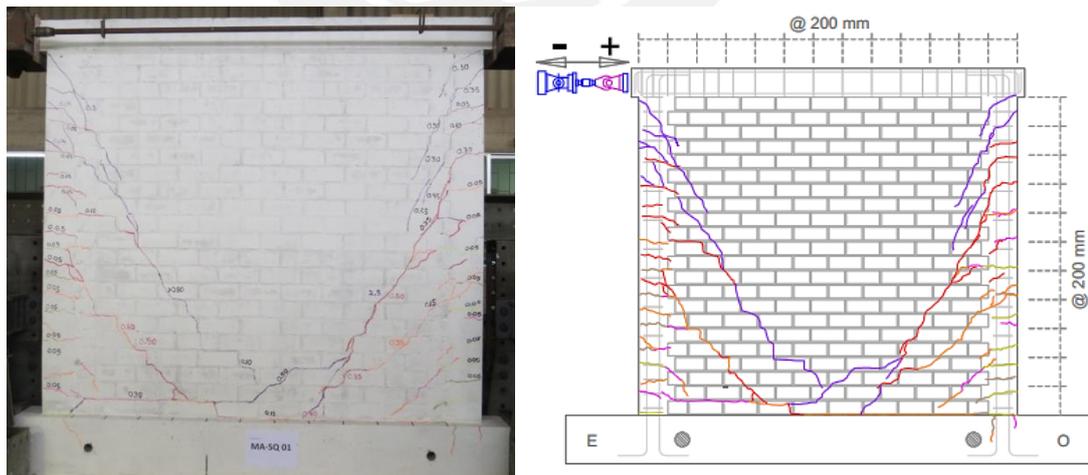
- Carga máxima de empuje: +191 kN
- Carga máxima de jalado: -206 kN



Se observaron que aparecieron grietas en ambos lados del muro. Estas se extendieron en dirección a la parte inferior central del muro. Las grietas fueron escalonadas. Algunas fisuras existentes se alargaron con la misma dirección. El grosor de grieta que se presentó para esta fase fue de 0.8mm.

FASE 8 ($\Delta = 5,50\text{mm}$)

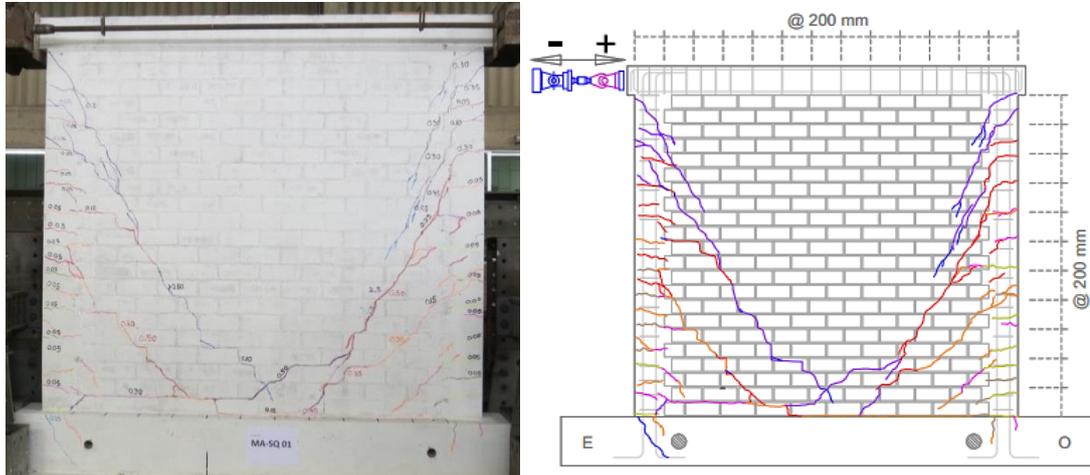
- Carga máxima de empuje: +192 kN
- Carga máxima de jalado: -213 kN



Se produjeron nuevas grietas en las esquinas superiores en ambos lados del muro. Las que aparecieron en el lado izquierdo se extendieron hacia la parte central inferior del paño. Mientras que las que se produjeron en el lado derecho, tuvieron una extensión corta. El grosor de las grietas aumentó, las cuales tuvieron una medida mayor a la de 0.8mm.

FASE 9 ($\Delta = 7,70\text{mm}$)

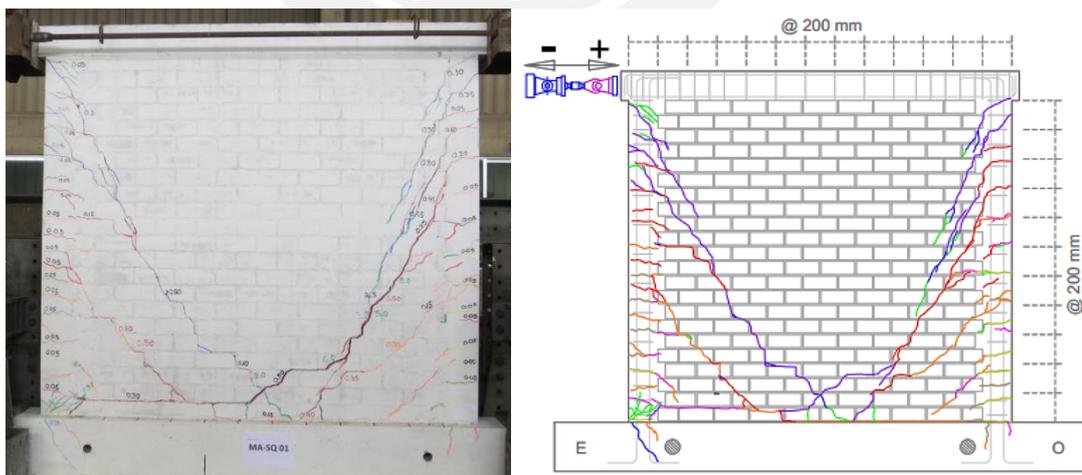
- Carga máxima de empuje: +225 kN
- Carga máxima de jalado: -234 kN



Las grietas existentes aumentaron en longitud. Se siguieron extendiendo hacia la parte inferior central del muro. No aparecieron nuevas grietas en el paño. El grosor de las grietas aumentó de tamaño, las cuales fueron mayores a 0.8mm. Asimismo, en esta fase una fisura se extendió en la viga de cimentación.

FASE 10 ($\Delta = 10,80\text{mm}$)

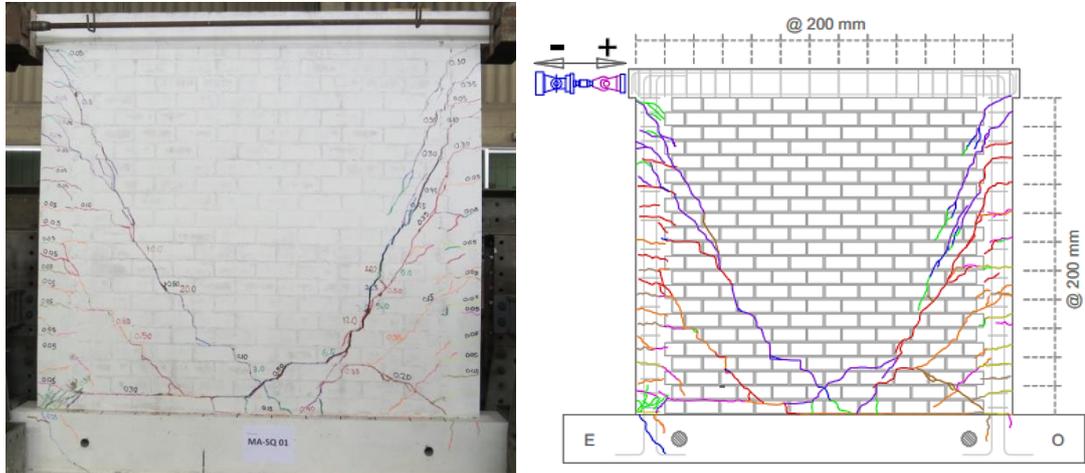
- Carga máxima de empuje: +209 kN
- Carga máxima de jalado: -198 kN



Se produjo una extensión de la fisura que va desde la esquina superior izquierda hasta la zona central del paño. Esta llegó alcanzar la unión entre el muro y la viga de cimentación. Asimismo, las grietas aparecidas en la fase 8, se extendieron, la cual cruzo la fisura antes mencionada en un ladrillo central de la segunda hilada. Los tamaños de las grietas fueron mayores a 0,8mm. Además, aparecieron grietas en la esquina inferior de la columna. Estas tuvieron un grosor de 0.3mm.

FASE 11 ($\Delta = 15,00\text{mm}$)

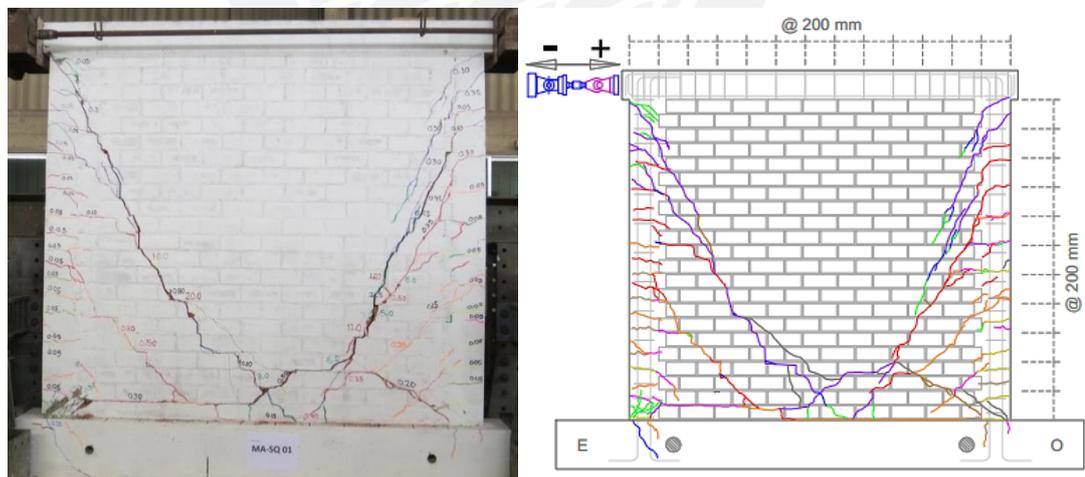
- Carga máxima de empuje: +252 kN
- Carga máxima de jalado: -187 kN



Las grietas diagonales principales, las cuales se cruzan en forma de X, aumentaron en grosor. Estas tuvieron un ancho entre 20mm a 10mm.

FASE 12 ($\Delta = 20,00\text{mm}$)

- Carga máxima de empuje: +253 kN
- Carga máxima de jalado: -155 kN

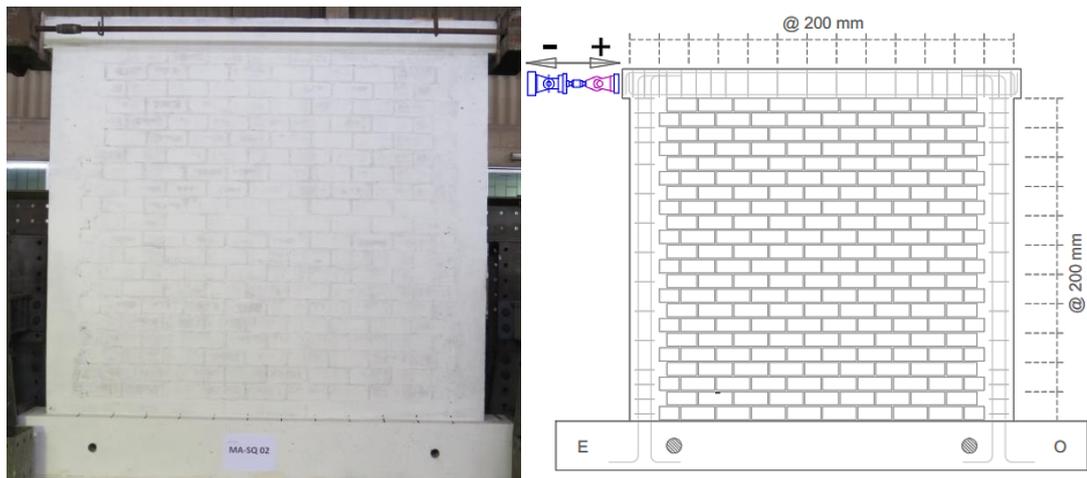


Se produjo la extensión de una fisura que provenía de la parte inferior derecha de la columna. Asimismo, en la esquina inferior izquierda se produjo un aplastamiento de una parte de la columna y del ladrillo. El grosor de las grietas siguió aumentando.

6.4.2. Ensayo del muro MA – SQ 02

FASE 1 ($\Delta = 0,25\text{mm}$)

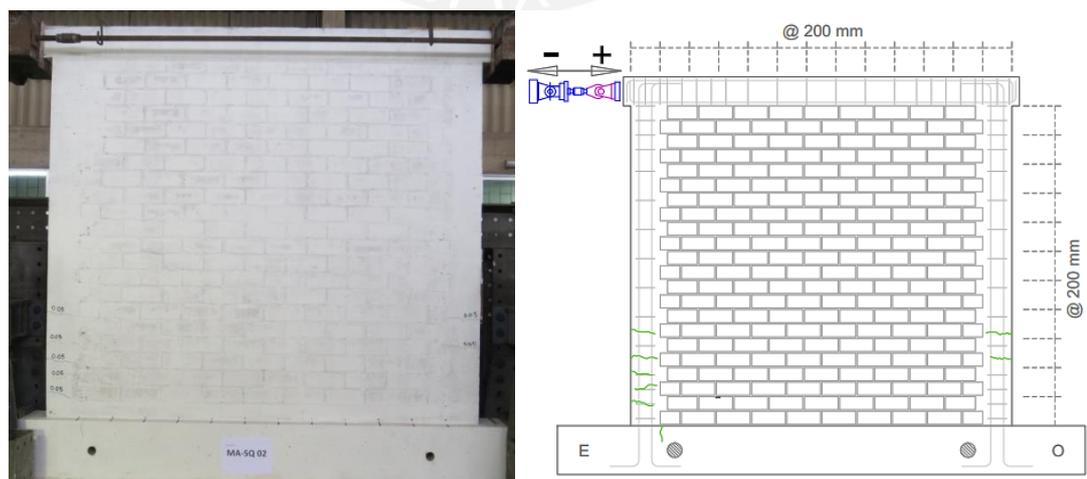
- Carga máxima de empuje: +65 kN
- Carga máxima de jalado: -47 kN



No se presentaron fisuras. El muro se comporta de manera elástica.

FASE 2 ($\Delta = 0,50\text{mm}$)

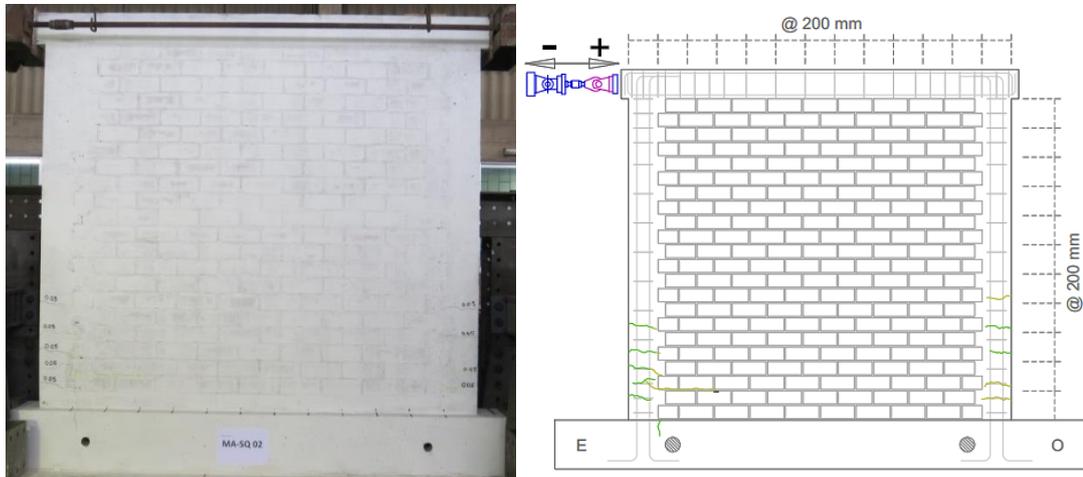
- Carga máxima de empuje: +94 kN
- Carga máxima de jalado: -65 kN



Se presentaron las primeras fisuras en la parte inferior del paño de albañilería en las columnas. Aparecieron más fisuras en el lado izquierdo que el derecho. Las grietas tuvieron un grosor de 0.05mm.

FASE 3 ($\Delta = 1,00\text{mm}$)

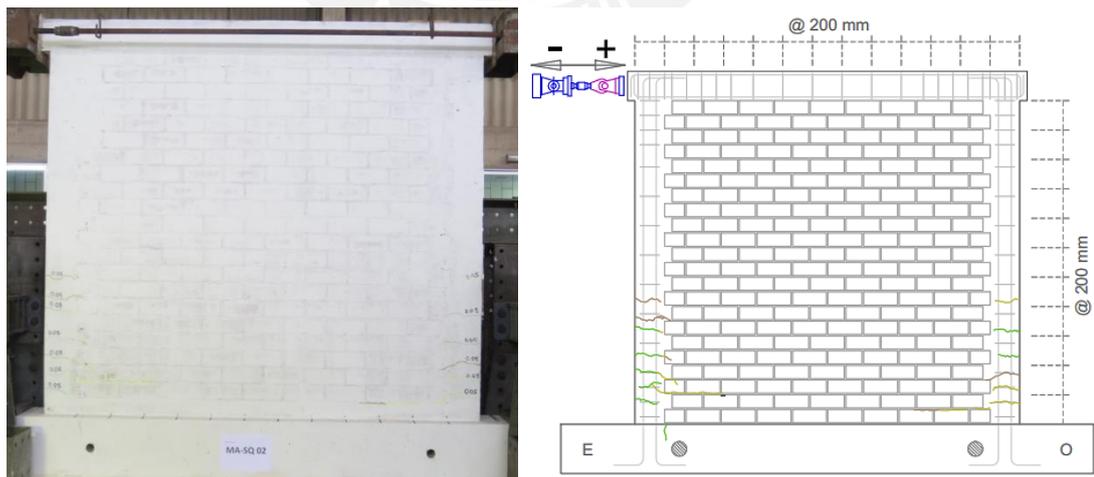
- Carga máxima de empuje: +134 kN
- Carga máxima de jalado: -95 kN



Se presentaron más fisuras en la parte inferior del paño para ambos lados de las columnas. Una grieta del lado izquierdo se extendió por el mortero superior de la segunda hilada del paño. Las fisuras siguieron midiendo 0.05mm.

FASE 4 ($\Delta = 1,40\text{mm}$)

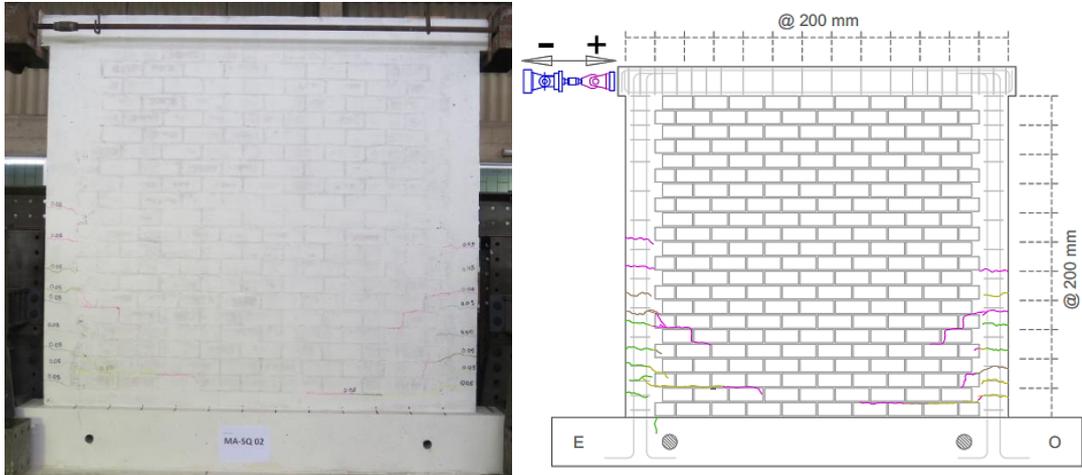
- Carga máxima de empuje: +156 kN
- Carga máxima de jalado: -115 kN



Las grietas existentes siguieron alargándose, así como aparecieron otras nuevas ubicadas en la parte inferior de las columnas. Apareció una fisura por el lado derecho que se extendió por el mortero superior de la primera hilada. El grosor de la fisura que se encontraba en el mortero superior de la segunda hilada aumentó su grosor a 0,10mm. Todas las demás grietas tuvieron un grosor de 0.05mm.

FASE 5 ($\Delta = 2,00\text{mm}$)

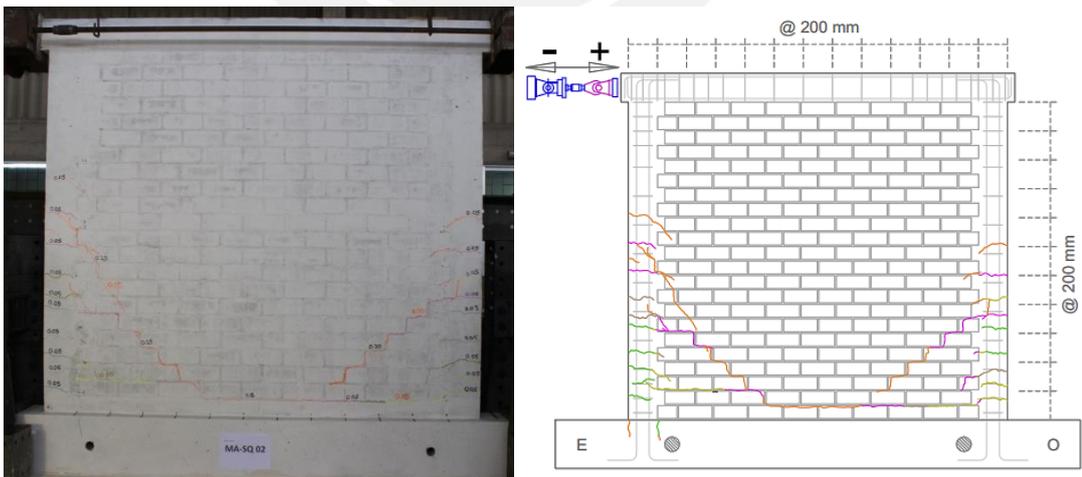
- Carga máxima de empuje: +182 kN
- Carga máxima de jalado: -138 kN



Aparecieron nuevas grietas con un grosor de 0.05mm en la mitad del paño a los dos lados de la columna. Algunas fisuras se extendieron por el mortero. Asimismo, se observó que la trayectoria de una fisura fue escalonada. Las demás fisuras se siguieron alargando.

FASE 6 ($\Delta = 2,80\text{mm}$)

- Carga máxima de empuje: +190 kN
- Carga máxima de jalado: -158 kN

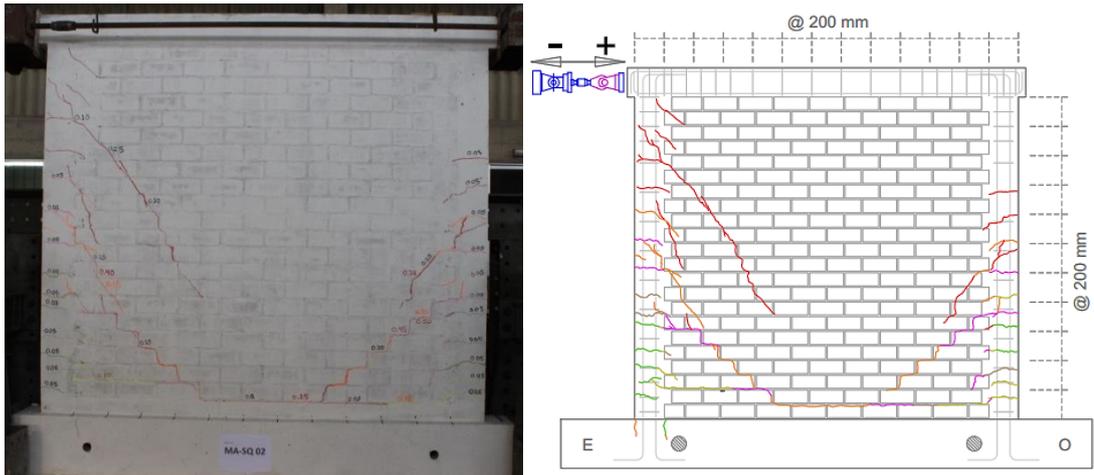


Se produjeron varias grietas en ambos lados de las columnas a la altura de la mitad de estas. Las grietas que se encontraban extendidas por los morteros se alargaron. Estas tuvieron una trayectoria escalonada con dirección hacia la zona central inferior del paño de albañilería. La fisura de lado derecho se extendió por el mortero superior de la primera hilada, de tal manera que se unió con la grieta del lado izquierdo que

se extendió por el mortero superior de la segunda hilada. El grosor de las grietas estuvo entre 0.15mm a 0.35mm.

FASE 7 ($\Delta = 3,90\text{mm}$)

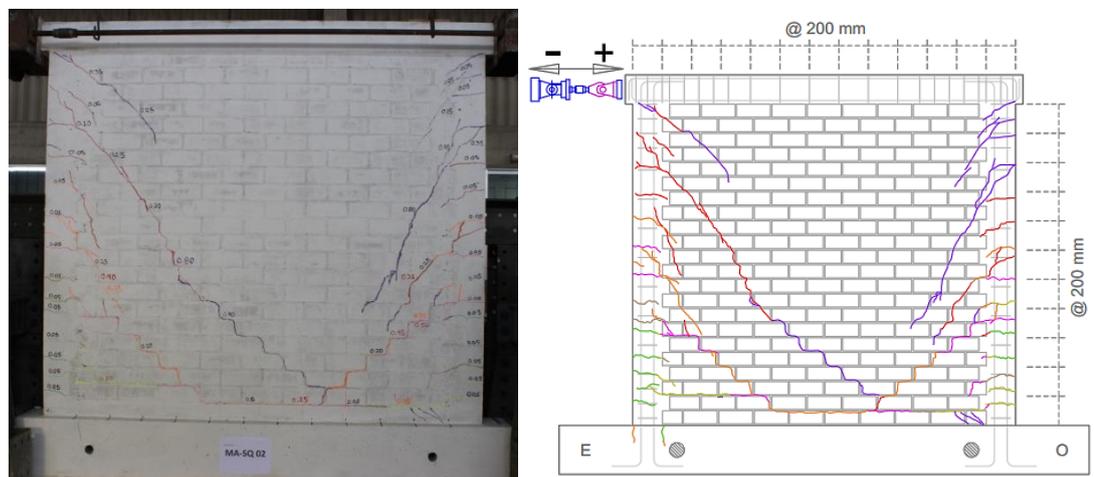
- Carga máxima de empuje: +205 kN
- Carga máxima de jalado: -177 kN



Se produjeron fisuras en la parte superior del paño en el lado izquierdo. Una de estas fisuras se extendió hacia abajo en dirección a la zona central inferior de la albañilería. Asimismo, se produjo la extensión de varias fisuras existentes. Los grosores de algunas fisuras aumentaron. El máximo grosor que se obtuvo en esta fase fue de 0.40mm.

FASE 8 ($\Delta = 5,50\text{mm}$)

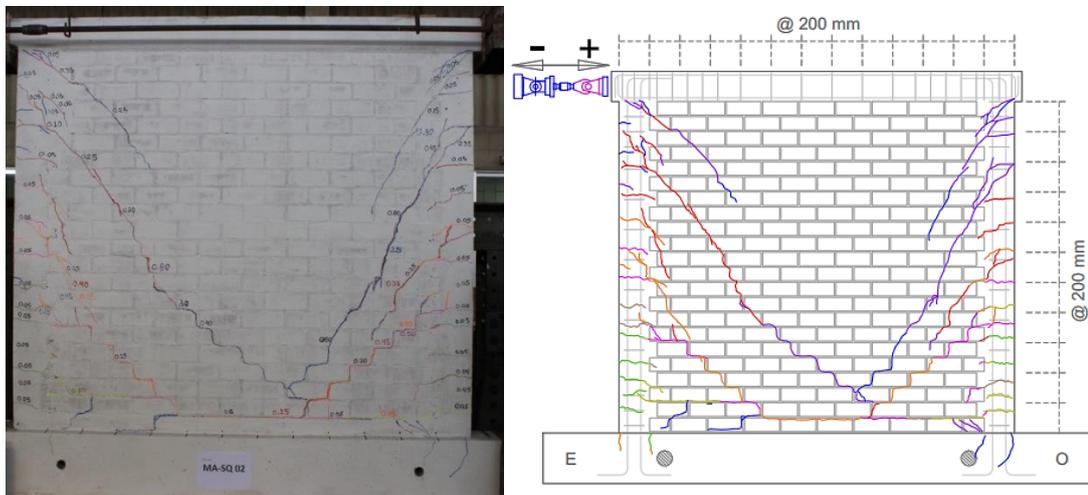
- Carga máxima de empuje: +201 kN
- Carga máxima de jalado: -195 kN



Las fisuras que se produjeron en esta fase se encontraron mayormente en la zona superior del paño. Estas nacieron en los extremos superiores de las columnas. Una fisura del lado derecho se extendió hacia la dirección de la zona central inferior de la albañilería. Asimismo, una de las fisuras producidas en la fase siete se extendió, de tal manera que se unió con una fisura que se produjo en la fase seis. Esta intersección se encuentra en la segunda hilada, contada desde la parte inferior del muro. Además, se observaron fisuras en el lado derecho en la parte inferior de la albañilería.

FASE 9 ($\Delta = 7,70\text{mm}$)

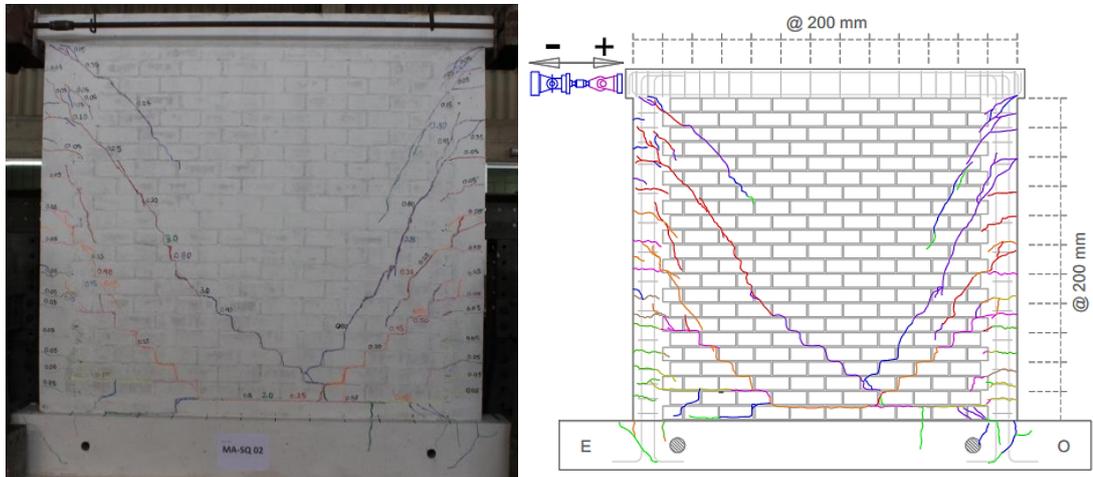
- Carga máxima de empuje: +232 kN
- Carga máxima de jalado: -220 kN



Una de las fisuras producidas en la fase anterior se extendió hacia la zona central inferior de la albañilería. Esta grieta se unió a la intersección que se había producido en la fase anterior. Asimismo, se presentaron algunas fisuras en la zona superior izquierdo de ambas columnas. Varias grietas que se encuentran en la zona inferior izquierda se unieron con otras más cercanas a ellas. Además, se produjeron algunas fisuras en la viga de cimentación. El máximo grosor de grietas fue de 2.50mm.

FASE 10 ($\Delta = 10,80\text{mm}$)

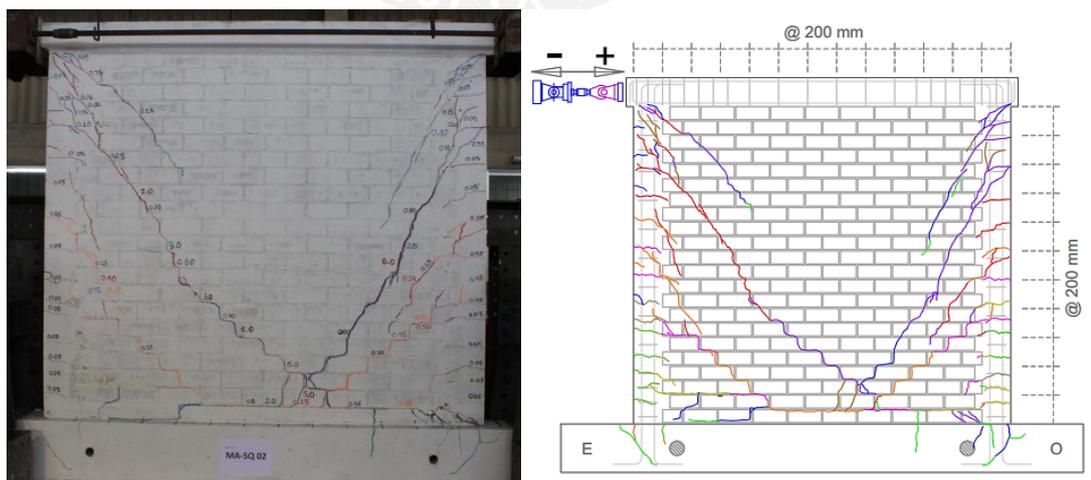
- Carga máxima de empuje: +257 kN
- Carga máxima de jalado: -253 kN



En esta fase se produjeron extensiones en algunas fisuras existentes. Estas son las grietas que se encuentran en la zona inferior del muro. Algunas se extendieron hasta la unión entre viga de cimentación y muro, mientras que otras se entendieron hasta la viga de cimentación. Este caso se puede observar en el lado inferior derecho del muro. Asimismo, otras fisuras superiores se remarcaron. Los grosores de algunas grietas aumentaron, pero la máxima medida se mantuvo.

FASE 11 ($\Delta = 15,00\text{mm}$)

- Carga máxima de empuje: +258 kN
- Carga máxima de jalado: -262 kN

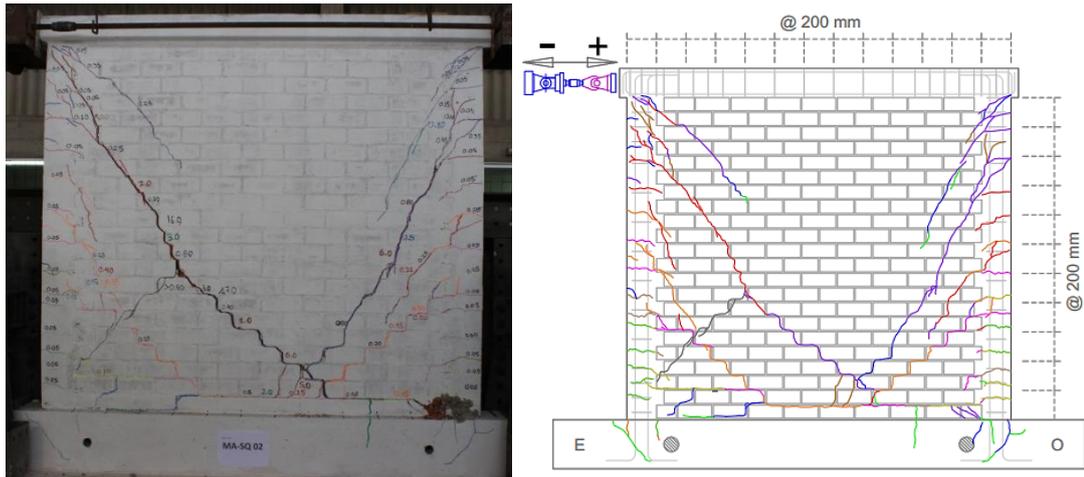


Se produjeron fisuras en la esquina superior izquierda de la columna. Asimismo, la fisura que forma la principal diagonal que nace en ese mismo extremo alcanzó un grosor máximo de 7 mm en una parte de su trayectoria. Además, la diagonal que nace en el extremo derecho también aumentó su grosor, el cual fue como máximo

de 6 mm. Cabe agregar que se empezó a presentar un aplastamiento en el extremo inferior de la columna derecha.

FASE 12 ($\Delta = 20,00\text{mm}$)

- Carga máxima de empuje: +169 kN
- Carga máxima de jalado: -269 kN

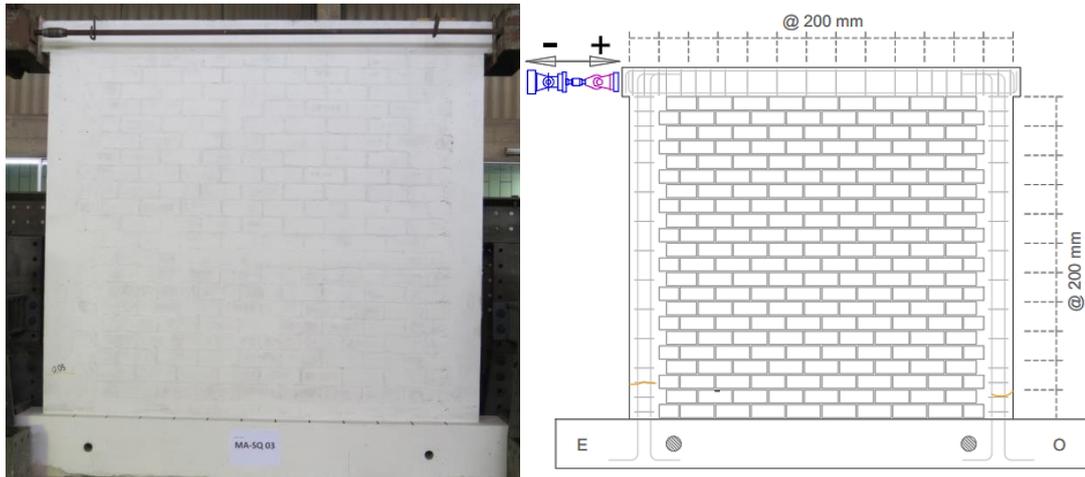


Se produjo una fisura que nació de la diagonal principal que nace en el extremo superior izquierdo. La nueva fisura se propagó en sentido diagonal hacia el extremo inferior izquierdo. Asimismo, se produjo un aplastamiento en el extremo inferior de la columna derecha. Los grosores máximos que se encontraron fueron en la diagonal principal mencionada inicialmente. El grosor máximo encontrado fue de 17 mm.

6.4.3. Ensayo del muro MA – SQ 03

FASE 1 ($\Delta = 0,25\text{mm}$)

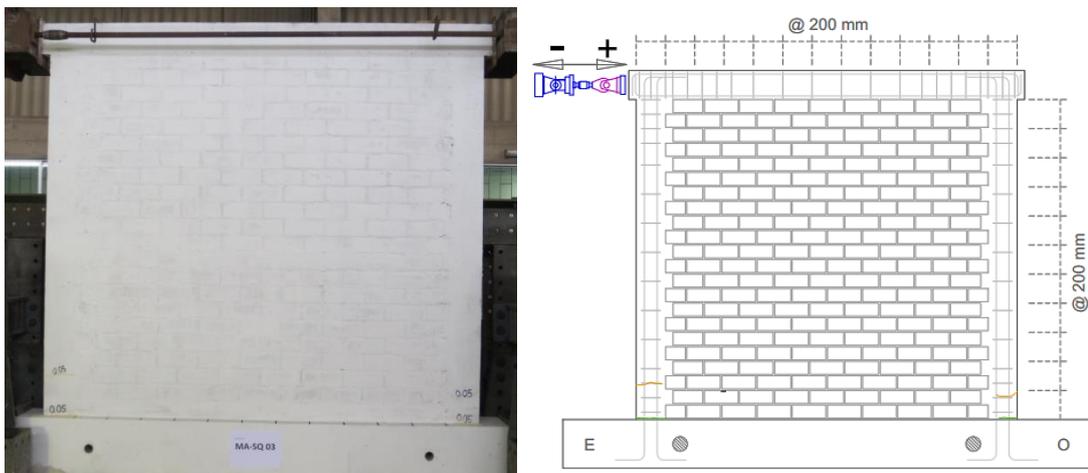
- Carga máxima de empuje: +52 kN
- Carga máxima de jalado: -40 kN



Se presentaron dos fisuras, una en la parte inferior de la columna izquierda y otra en la derecha. Los grosores de las fisuras fueron de 0.05mm.

FASE 2 ($\Delta = 0,50\text{mm}$)

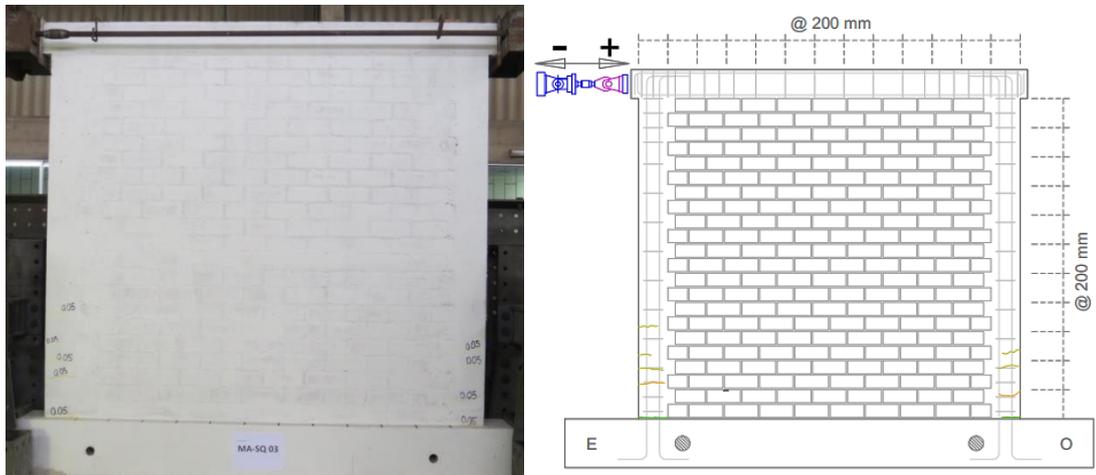
- Carga máxima de empuje: +80 kN
- Carga máxima de jalado: -60 kN



Se produjeron dos fisuras más, una para cada lado. Estas se ubicaron en la unión de columna y viga de cimentación. El grosor de las fisuras continuó con el espesor de 0.05mm.

FASE 3 ($\Delta = 1,00\text{mm}$)

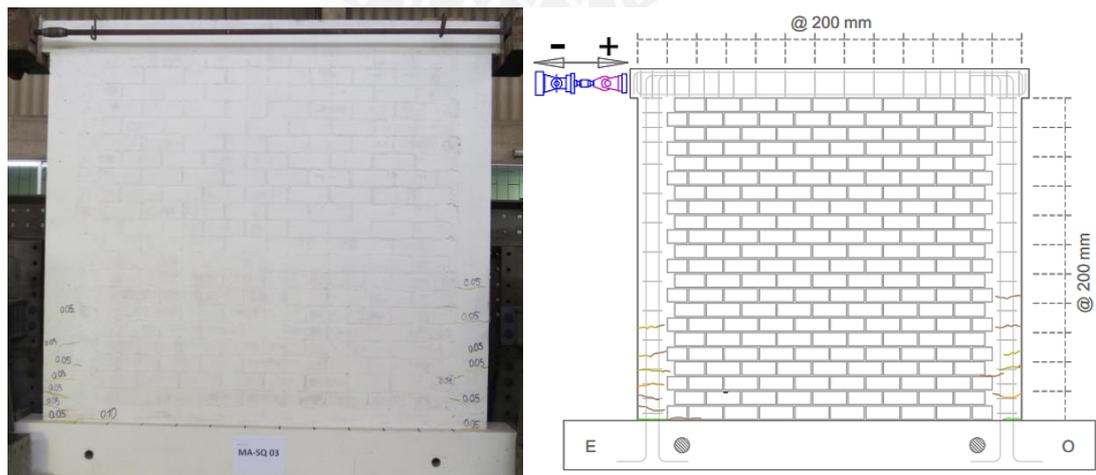
- Carga máxima de empuje: +117 kN
- Carga máxima de jalado: -99 kN



Se siguieron produciendo fisuras para ambos lados del muro. El grosor de las fisuras se mantuvo igual.

FASE 4 ($\Delta = 1,40\text{mm}$)

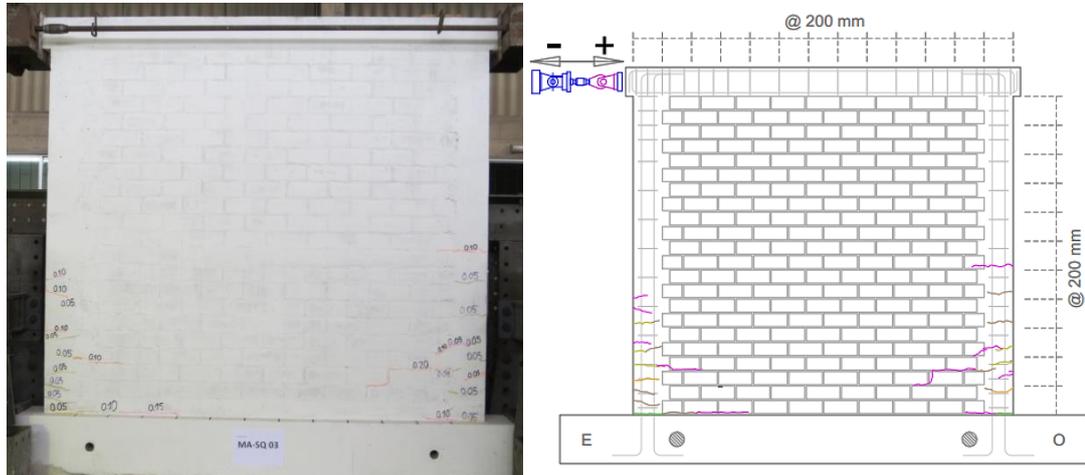
- Carga máxima de empuje: +139 kN
- Carga máxima de jalado: -124 kN



Se produjeron más fisuras en el lado izquierdo que derecho del muro. La fisura que se encontraba en la unión entre columna y viga de cimentación se extendió hacia el paño de albañilería. El grosor de la mayoría de las fisuras se mantuvo, pero se notó la presencia de más fisuras, como las extensiones, que alcanzaron un grosor máximo de 0.10mm.

FASE 5 ($\Delta = 2,00\text{mm}$)

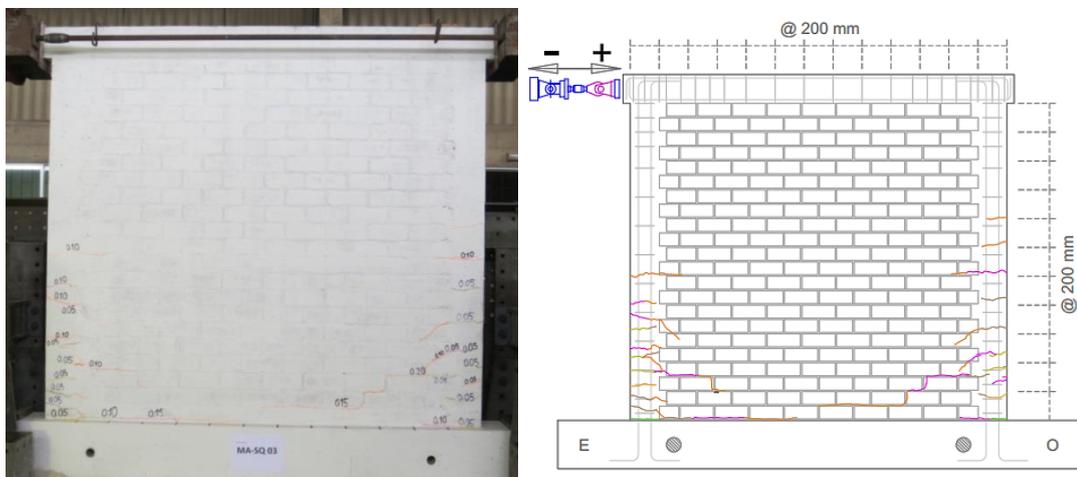
- Carga máxima de empuje: +164 kN
- Carga máxima de jalado: -155 kN



Se produjeron nuevas fisuras en la parte inferior de ambos lados del muro. Una fisura del lado izquierdo se extendió por el mortero superior de la tercera hilada. Mientras que una fisura, de grosor de 0.20mm, del lado derecho se extendió escalonadamente por la misma ubicación de la anterior, con una trayectoria hacia la zona inferior del muro. Asimismo, la fisura que se encuentra en la zona inferior izquierda del muro se extendió más en la unión entre viga de cimentación y albañilería.

FASE 6 ($\Delta = 2,80\text{mm}$)

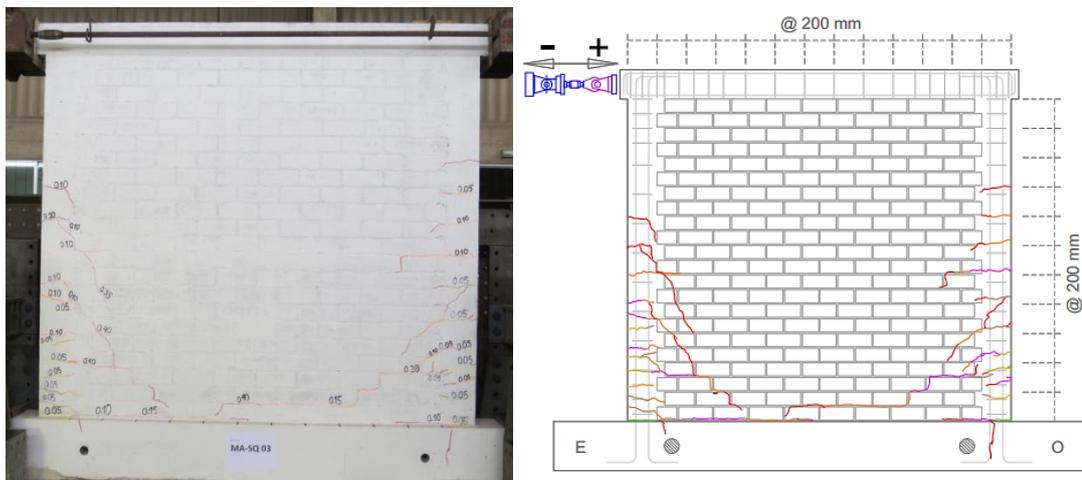
- Carga máxima de empuje: +188 kN
- Carga máxima de jalado: -179 kN



Se produjeron nuevas fisuras en la mitad de las columnas de ambos muros. La fisura escalonada que se formó en la fase anterior se extendió a lo largo de la primera hilada. Así como la fisura de la parte inferior del muro siguió extendiéndose a lo largo de la unión entre viga de cimentación y albañilería. Las nuevas fisuras y extensiones tuvieron un grosor entre 0.05mm y 0.20mm.

FASE 7 ($\Delta = 3,90\text{mm}$)

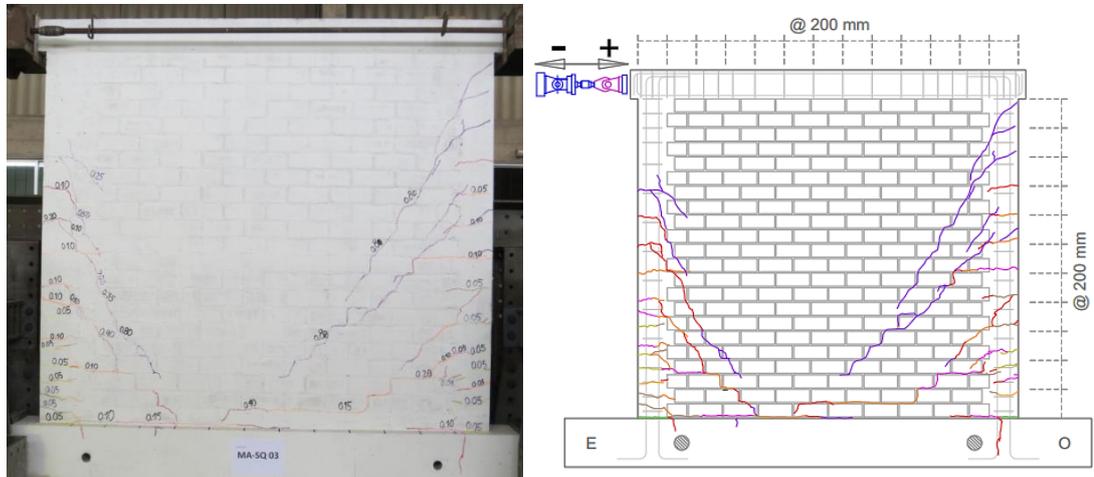
- Carga máxima de empuje: +201 kN
- Carga máxima de jalado: -196 kN



Nuevas fisuras aparecieron en los bordes de ambas columnas. Estas se encontraron un poco más arriba de la mitad del muro. Algunas fisuras no se extendieron demasiado. Mientras que otras sí, como la fisura de la fase 5, cuyo grosor es de 0.40mm. Esta, debido a su extensión, se llegó a unir con la fisura que se encontraba en la unión de la viga de cimentación y albañilería. Asimismo, apareció una grieta en la viga de cimentación ubicada en el lado derecho. El grosor de las demás fisuras no varió.

FASE 8 ($\Delta = 5,50\text{mm}$)

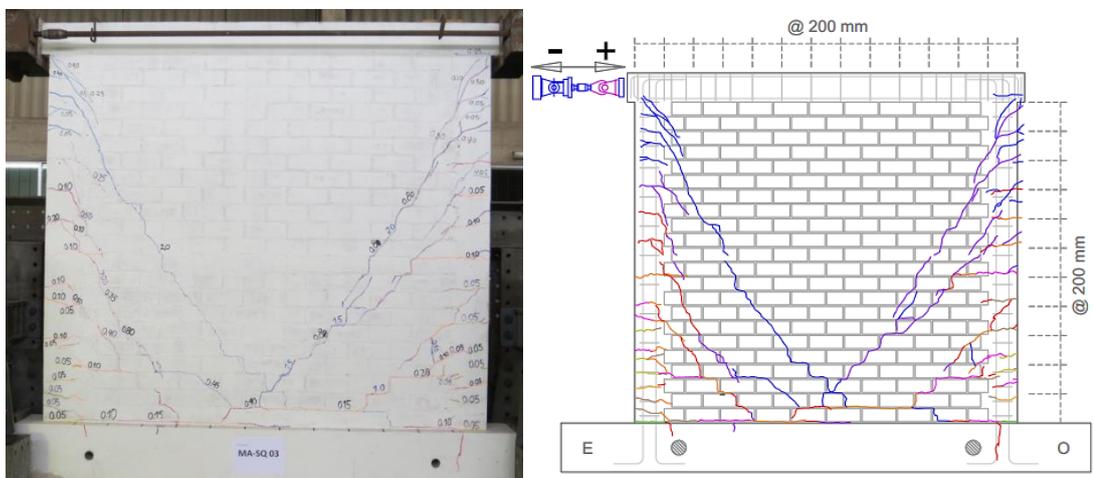
- Carga máxima de empuje: +224 kN
- Carga máxima de jalado: -204 kN



Al inicio de la fase solo se produjeron grietas en la parte superior de todas las fisuras existentes del lado izquierdo. Luego, se produjo la grieta diagonal del lado derecho, ya que esta apareció en el extremo superior derecho y continuó su trayectoria en forma diagonal hacia la parte central inferior del muro. Otra fisura, también diagonal, se produjo debajo de la anterior. Esta tiene una trayectoria escalonada, también tuvo la misma dirección de propagación. El grosor de estas últimas dos fisuras fue de 0.8mm.

FASE 9 ($\Delta = 7,70\text{mm}$)

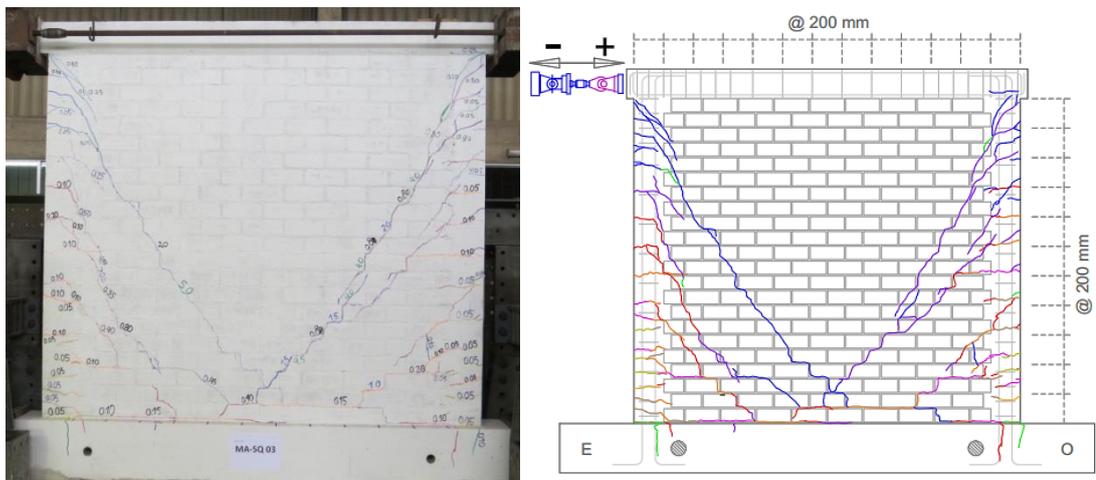
- Carga máxima de empuje: +238 kN
- Carga máxima de jalado: -227 kN



Se produjeron varias fisuras las cuales se ubicaron en los extremos derecho e izquierdo. En el lado izquierdo, se originó la diagonal principal. Esta se propagó desde el extremo superior izquierdo de la columna del mismo lado hasta la parte central inferior de la albañilería. El grosor que tuvo esta fisura en esta fase fue de 2.0mm. Asimismo, la diagonal principal derecha aumentó su grosor a 2.0mm y 1.5mm.

FASE 10 ($\Delta = 10,80\text{mm}$)

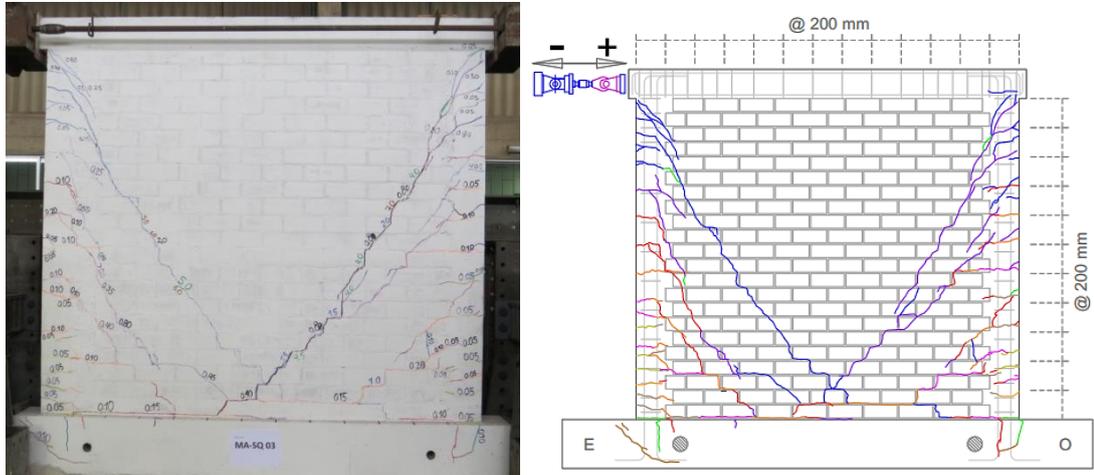
- Carga máxima de empuje: +259 kN
- Carga máxima de jalado: -246 kN



Se produjeron fisuras en los extremos superiores de ambas columnas. Así como nuevas grietas en la viga de cimentación. Algunas fisuras se extendieron. Otras aumentaron su tamaño, tal es el caso de las grietas de las diagonales principales. La diagonal izquierda tuvo como grosor máximo el de 5.0mm. Mientras que la del lado derecho tuvo un grosor máximo de 4.5mm.

FASE 11 ($\Delta = 15,00\text{mm}$)

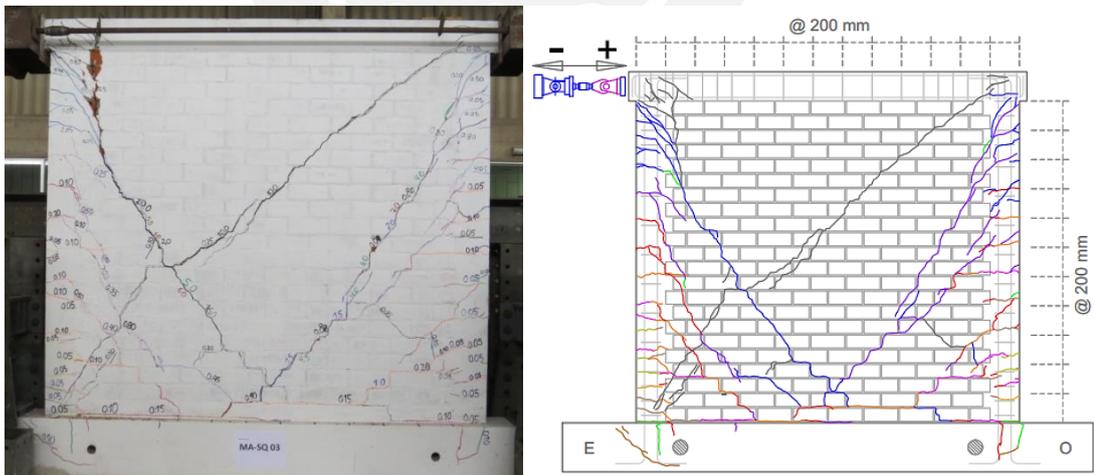
- Carga máxima de empuje: +274 kN
- Carga máxima de jalado: -246 kN



Se produjeron fisuras por el lado izquierdo de la viga de cimentación. Asimismo, algunas zonas de las diagonales principales aumentaron su grosor. El grosor máximo encontrado en esta fase para dichas zonas fue de 7.0mm.

FASE 12 ($\Delta = 20,00\text{mm}$)

- Carga máxima de empuje: +270 kN
- Carga máxima de jalado: -224 kN



En el inicio de la fase se originaron algunas fisuras en el extremo superior izquierdo del muro. Luego, se produjo otra diagonal principal que inicio desde el extremo superior derecho del muro y se propagó hacia la zona central del muro. Esta grieta cruzó la diagonal principal izquierda hasta llegar al extremo inferior izquierdo. El grosor de esta grieta fue de 10.0 mm. Sin embargo, la diagonal principal izquierda obtuvo el máximo grosor de 20.0 mm.

6.5. Resultados

La información que se obtuvo de los ensayos de los muros de albañilería fueron los desplazamientos de cada uno de los LVDT colocados, así como las cargas asociadas a los desplazamientos laterales aplicados al espécimen. A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los ensayos.

6.5.1. Lazos histeréticos

El desplazamiento lateral medido por el LVDT D6 y la fuerza asociada a este proporcionó los diagramas histeréticos de fuerza cortante vs desplazamiento lateral (figura 6.6 al 6.8). De estos se pudo obtener las envolventes de los lazos histeréticos positivos y negativos. Cada punto que pertenece a dichas curvas correspondió a las fuerzas máximas que se obtuvieron en cada fase. A continuación, se presentan los gráficos obtenidos.

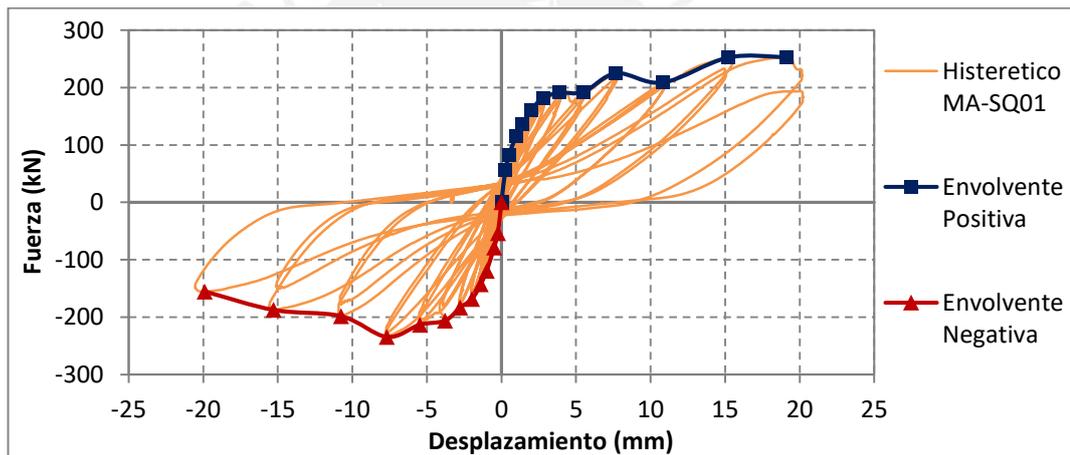


Figura 6.6 Lazos histeréticos y envolventes del muro MA-SQ01

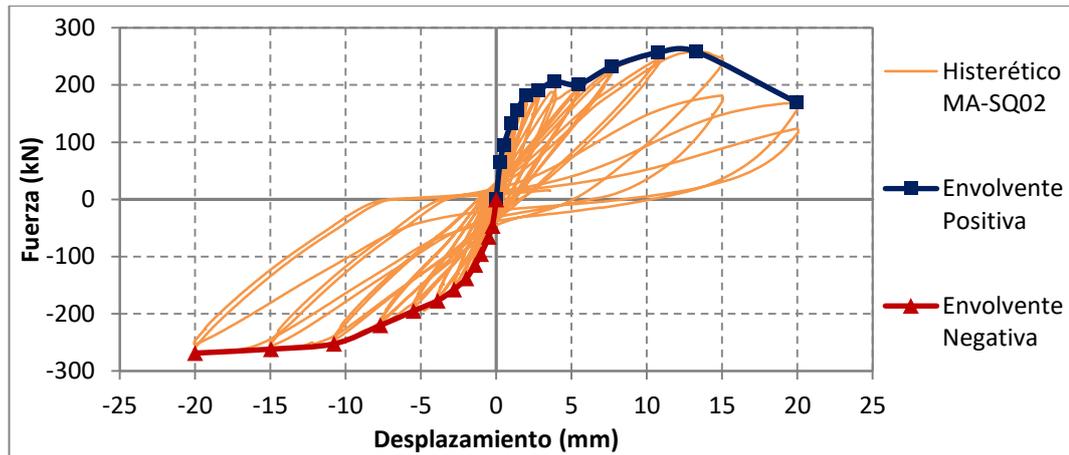


Figura 6.7 Lazos histeréticos y envolventes del muro MA-SQ02

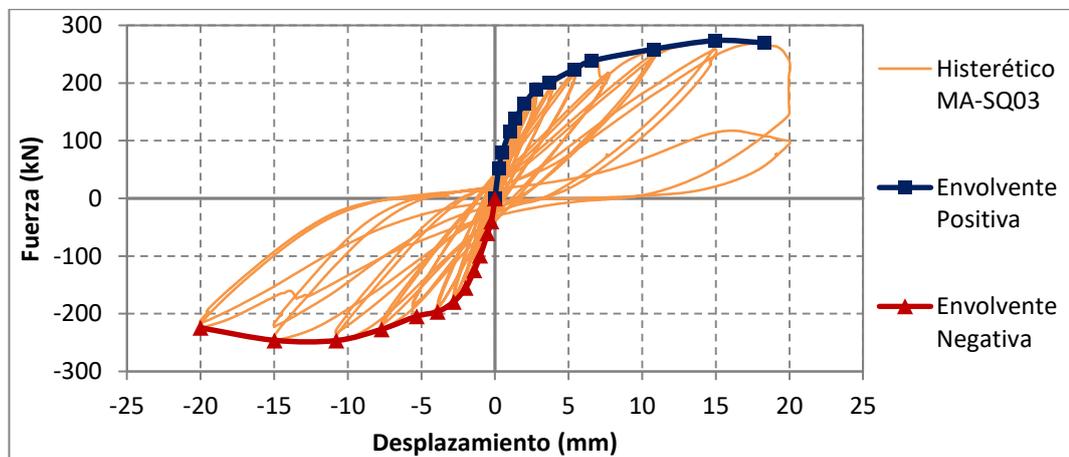


Figura 6.8 Lazos histeréticos y envolventes del muro MA-SQ03

6.5.2. Curva de capacidad

De los gráficos de las envolventes, se obtuvieron curvas de fuerza vs desplazamiento para cada muro al promediar las envolventes en valor absoluto (fig. 6.9). Los resultados conseguidos se promediaron para finalmente determinar la curva de capacidad para este tipo de albañilería (fig. 6.10), en la que se colocaron los ejes de los valores correspondientes a las fallas por corte y flexión, que se calcularon en el análisis teórico, con la finalidad de comparar estos valores con lo que se obtuvieron experimentalmente.

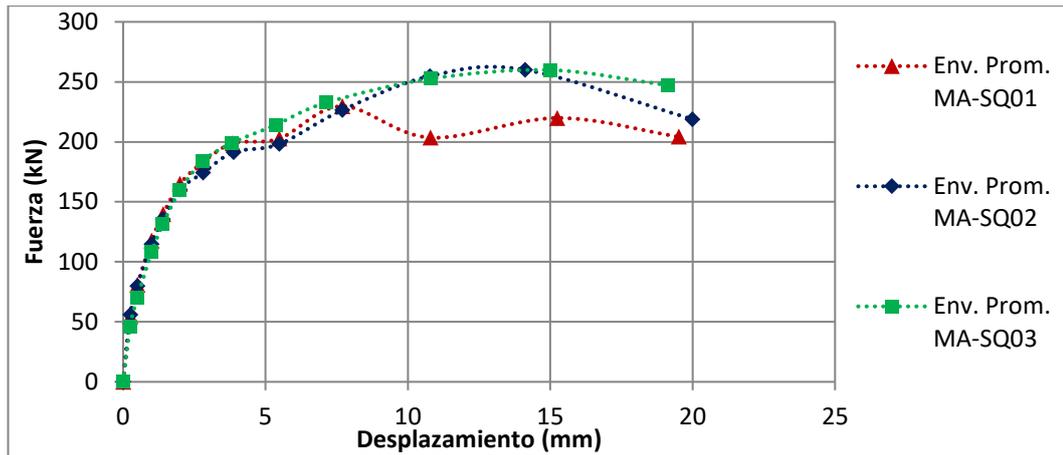


Figura 6.9 Envoltente promedio de los muros

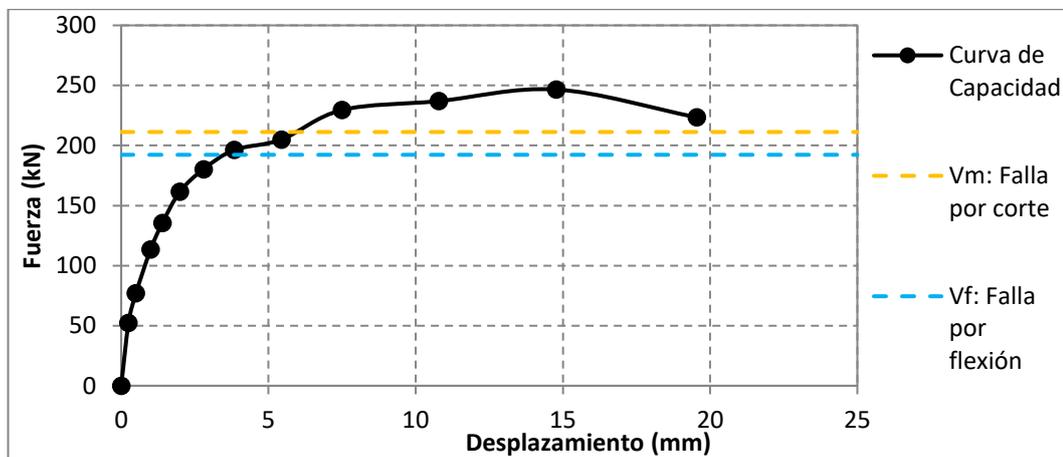


Figura 6.10 Curva de capacidad representativa de los muros

6.6. Interpretación de resultados

Los resultados obtenidos de los ensayos permitieron obtener propiedades de los muros como la rigidez lateral inicial, la degradación de la rigidez durante el ensayo, el módulo de corte de los muros, entre otros, los cuales se presentarán a continuación.

6.6.1. Rigidez lateral elástica

La rigidez lateral elástica se presenta en las primeras fases de los ensayos. Por ello, para esta investigación se analizó la segunda fase del segundo ciclo, es decir cuando el espécimen estaba siendo empujado por el actuador, para obtener un valor de la rigidez inicial de los muros. Las gráficas se obtuvieron de los lazos histeréticos del ciclo de dicha fase (figura 6.11). A continuación, se muestran los resultados encontrados para los tres muros (tabla 6.3).

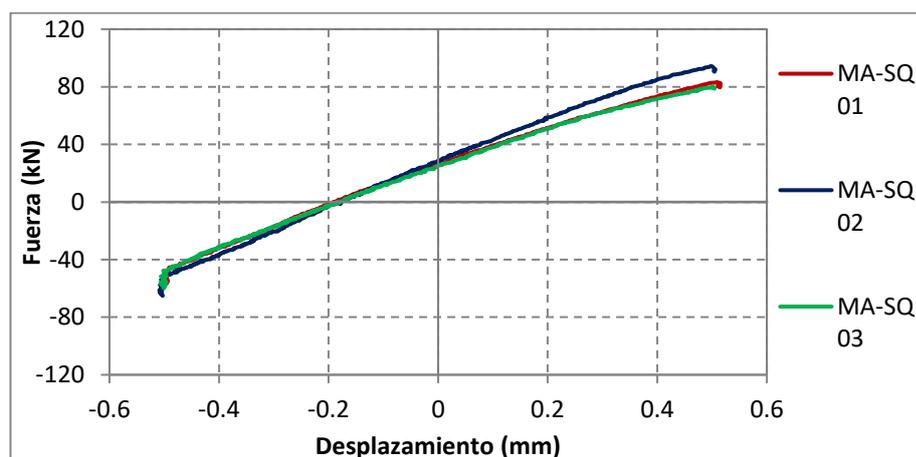


Figura 6.11 Gráfica de F vs D del segundo ciclo de la fase 2 de cada muro

Tabla 6.3 Resultados de la rigidez para cada muro

Muro	Puntos	Fuerza (kN)	Desplazamiento (mm)	K (kN/m)
MA-SQ 01	Inicial	-57,18	-0,500	139127,85
	Final	83,2	0,509	
MA-SQ 02	Inicial	-65,19	-0,503	159221,56
	Final	94,35	0,499	
MA-SQ 03	Inicial	-59,96	-0,500	140030,03
	Final	79,93	0,499	
Promedio				146126,48
K teórico				202564,00
Variación (%)				28

Se observa por la figura 6.11 y los cálculos realizados en la tabla 6.3 que los valores de rigidez de los muros 01 y 03 son similares; mientras que el valor obtenido por el muro 02 es mucho mayor. Por lo tanto, este último aumenta el valor promedio, cuya variación con el valor teórico es de 28%, el cual es mayor al aceptable (20%).

6.6.2. Degradación de la rigidez

Para determinar la degradación de la rigidez se calculó la pendiente de cada ciclo que se realizó por fase. Las rigideces encontradas se promediaron para obtener una sola rigidez por fase. De esta manera, se calculó la degradación de rigidez, la cual se muestra en la figura 5.16. Se observa que las curvas tienen una tendencia exponencial al desarrollarse las fases de los ensayos.

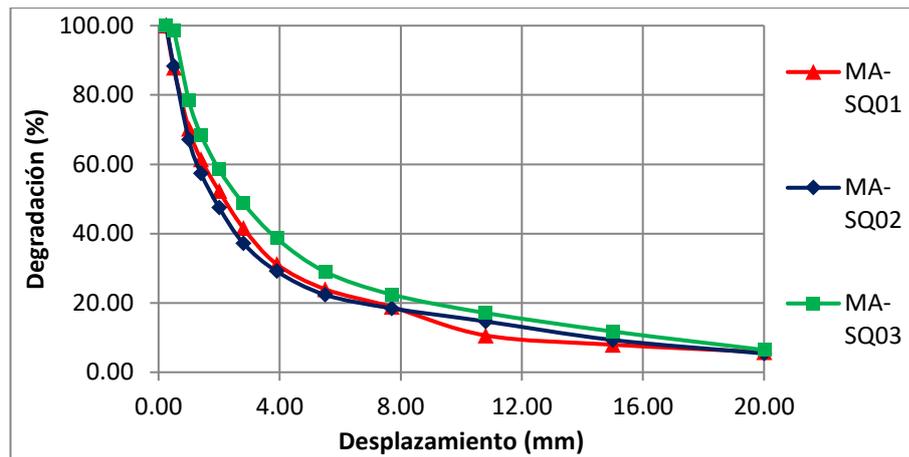


Figura 6.12 Degradación de la rigidez de los muros ensayados

Se observa que los muros pierden aproximadamente el mismo porcentaje de rigidez para cada fase. Según los resultados anteriores, el muro 02 presentó una mayor rigidez, pero esta igual se fue degradando como los demás.

6.6.3. Módulo de corte

El módulo de corte se determinó de la misma manera que se realizó para los muretes. Los desplazamientos fueron medidos por los LVDT D1 y D2 que estuvieron colocados en las diagonales de los muros. Se utilizó la fase 2 de los ensayos para la realización del gráfico de F vs D para el cálculo del módulo de corte. Para ello, se analizaron las rectas que tuvieron como punto inicial y final el 60% y 90% de la carga máxima, ya que para el muro 03 se obtuvo recién valores coherentes entre dicho rango (tabla 6.4).

Los datos al término de cada operación, se obtuvo un módulo de corte para cada muro, los cuales se promediaron para obtener un solo módulo que represente a los especímenes ensayados (tabla 6.5). A continuación, se presentan los datos usados y lo resultados encontrados.

Tabla 6.4 Datos para el cálculo del módulo de corte

		Do (mm)	1850		
		t (mm)	130		
		Ac (mm ²)	240500		
MA-SQ 01	V _{máx} (kN)	83,20	D1 (mm)	D2 (mm)	
	60%V _{máx}	49,92	0,0468	-0,0751	
	90%V _{máx}	74,88	0,0816	-0,1021	
MA-SQ 02	V _{máx} (kN)	94,35	D1 (mm)	D2 (mm)	
	60%V _{máx}	56,61	0,0651	-0,0821	
	90%V _{máx}	84,92	0,1125	-0,1244	
MA-SQ 03	V _{máx} (kN)	74,92	D1 (mm)	D2 (mm)	
	60%V _{máx}	44,95	0,0069	-0,0472	
	90%V _{máx}	67,43	0,0378	-0,0817	

Tabla 6.5 Resultados del módulo de corte para cada muro

Muro	ΔV (kN)	τ (Mpa)	$\Delta D1$ (mm)	$\Delta D2$ (mm)	γ	G (MPa)
MA-SQ 01	24,96	0,1038	0,0349	-0,0271	3,347E-05	3100,42
MA-SQ 02	28,31	0,1177	0,0475	-0,0422	4,848E-05	2427,46
MA-SQ 03	22,48	0,0935	0,0309	-0,0345	3,536E-05	2642,97
					Promedio	2723,62

6.6.4. Curva de capacidad trilineal

Los puntos de fluencia, resistencia máxima y última obtenidos del gráfico de la curva de capacidad permitió trazar una curva trilineal representativa. De esta manera, se pudo realizar una descripción de los puntos notables y de los daños de la albañilería en cada punto.

Para la realización de la gráfica trilineal se usaron las siguientes zonas de la curva de capacidad:

- **Comportamiento elástico.** Se caracteriza por presentar fisuras horizontales en los elementos que confinan al paño de albañilería, así como la aparición de algunas grietas en este, lo cual mostraría un comportamiento elástico (Zúñiga y Terán, 2008).
- **Degradación de la rigidez.** Luego de aparecer el primer agrietamiento diagonal, aún se tiene una rigidez menor que el caso anterior. Por lo que esto permite al muro alcanzar una resistencia máxima mayor que la que corresponde al primer agrietamiento (Zúñiga y Terán, 2008).
- **Degradación de la rigidez y la resistencia.** Después de haber alcanzado la máxima resistencia, la albañilería presenta una mayor degradación de su rigidez y resistencia, por lo que el muro llega a su resistencia última (Zúñiga y Terán, 2008).

Dichas zonas se representaron en tres puntos de la curva de capacidad. Estos fueron el valor promedio de las cortantes en la fase 5 (tabla 6.6), el valor promedio de las fuerzas máximas en la fase 11 (tabla 6.7) y el valor promedio de las resistencias últimas de los tres muros en la fase 12 (tabla 6.8). A continuación, se presenta la figura 6.13 de la curva de capacidad trilineal.

Tabla 6.6 Fuerzas cortantes y desplazamientos en la Fase 5

Muros	Comportamiento elástico					
	Fase 5				Promedio	
	V (kN)	Δ (mm)	-V (kN)	$-\Delta$ (mm)	V (kN)	Δ (mm)
MA-SQ-01	161	2	169	2		
MA-SQ-02	182	2	138	2	161	2
MA-SQ-03	164	2	155	2		

Tabla 6.7 Fuerzas cortantes y desplazamientos en la Fase 11

Muros	Degradación de la rigidez					
	Fase 11				Promedio	
	V (kN)	Δ (mm)	-V (kN)	$-\Delta$ (mm)	V (kN)	Δ (mm)
MA-SQ-01	252	15	187	15		
MA-SQ-02	258	13	262	15	247	15
MA-SQ-03	274	15	246	15		

Tabla 6.8 Fuerzas cortantes y desplazamientos en la Fase 12

Muros	Degradación de la rigidez y resistencia					
	Fase 12				Promedio	
	V (kN)	Δ (mm)	-V (kN)	$-\Delta$ (mm)	V (kN)	Δ (mm)
MA-SQ-01	253	19	155	20		
MA-SQ-02	169	20	269	20	223	20
MA-SQ-03	270	18	224	20		

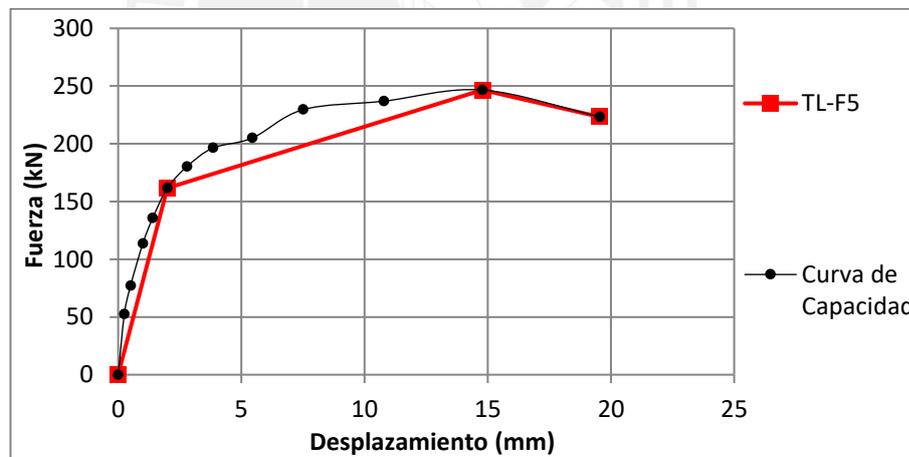


Figura 6.13 Gráfica trilineal de la curva de capacidad

Los puntos que representan la curva trilineal son definidas como el de fluencia, máximo y último. Estos valores representan los puntos notables de la curva de capacidad encontrada.

Una forma de describir los daños producidos en los muros fue dividir la curva trilineal en 5 áreas. Dichas zonas, se fraccionan en base a los límites de nivel de desempeño de una estructura (fig. 6.14). Las siguientes áreas son:

- Zona A: El muro tiene un comportamiento elástico. La carga y descarga de la fuerza aplicada al espécimen se mantiene en la recta descrita en esta zona. Los daños producidos al muro son mayormente fisuras horizontales en los elementos de confinamiento vertical, así como el inicio de la aparición de grietas horizontales en el paño de albañilería.
- Zona B: Se inicia la etapa post elástica, en el que el valor de la rigidez no es el mismo que el inicial. Los daños en esta etapa son la formación de grietas diagonales en la mitad de la altura del muro. Los grosores de grietas aún son menores que 1 mm.
- Zona C: Se sigue manteniendo en la etapa post elástico. Los daños producidos en esta etapa son el aumento del grosor de las grietas diagonales que se encuentran entre 1 mm a 5 mm. Asimismo, se siguen produciendo fisuras diagonales que se generan en la mitad superior del muro.
- Zona D: En esta zona se finaliza la etapa post elástica cuando se llega a la máxima resistencia. Comienza la etapa de degradación de la rigidez y la resistencia. Los daños en esta zona se caracterizan por ser grietas diagonales que se generan desde las esquinas superiores de los muros. Asimismo, el grosor de las grietas está entre los intervalos de 7 mm y 10 mm.
- Zona E: El muro desarrolla una degradación final de la resistencia. Se observa que el muro se encuentra cerca del colapso, por lo que se obtiene la fuerza última aplicada. Las características del espécimen son el aplastamiento de una de las esquinas inferiores del muro producidas por el desarrollo de agrietamientos diagonales. Asimismo, los grosores de las fisuras son similares a las que se tiene en la zona D.

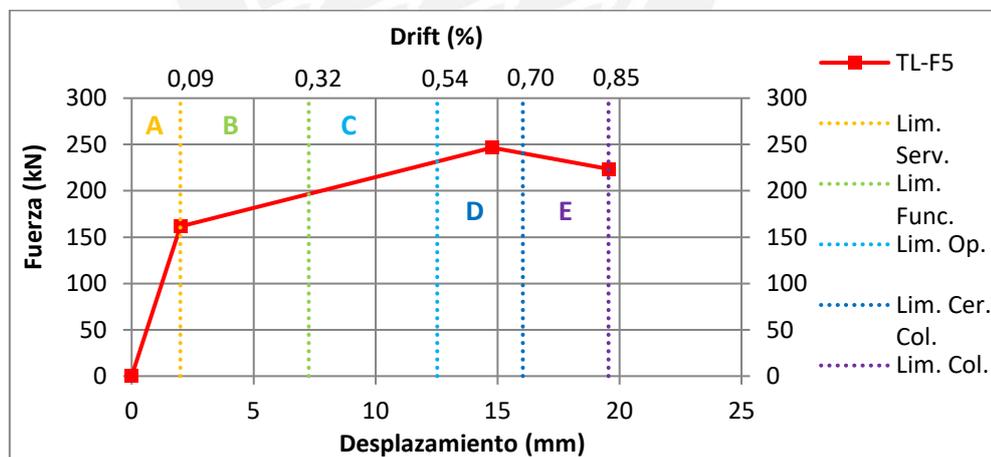


Figura 6.14 Curva trilineal dividida en los límites de niveles de daño

CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

Este trabajo de tesis desarrolló ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construido con ladrillos King Kong 18 huecos. Las pruebas experimentales brindaron como resultado el comportamiento sísmico de dichos muros mediante la construcción de la curva de capacidad a través de los datos obtenidos. La gráfica se elaboró a partir de considerar los puntos de fluencia, máximo y de rotura. Estos puntos ayudaron a determinar propiedades mecánicas que caracterizaron el muro.

Inicialmente, se realizaron pruebas de control en los materiales que conforman a la albañilería (unidades King Kong 18 huecos y mortero), ya que se necesitaba conocer la calidad y clasificación de estos. Luego, se construyeron prismas de albañilería para realizar también ensayos de caracterización para obtener datos mecánicos del paño de albañilería. Después, se realizó la campaña de construcción de los muros de albañilería confinada. Finalmente, se ejecutaron los ensayos cíclicos en los muros construidos siguiendo el protocolo de ensayo del FEMA 461 con el que se obtuvo la curva de capacidad.

a) Pruebas de control en los materiales de la albañilería

En esta etapa se realizaron pruebas de variación dimensional, alabeo, compresión axial, absorción y succión a la unidad de arcilla King Kong 18 huecos. Además, los datos más importantes para el análisis fueron que el ladrillo usado presentó un 45% de vacíos (clasificado según la Norma E.070 como hueco) y tuvo una resistencia característica a la compresión de $f'b=11\text{MPa}$. Este valor es menor por el propuesto por la Norma E.070 según la Tabla 9 de Resistencias características de la albañilería, del cual dependió para que se clasificara como tipo III.

Asimismo, el mortero tuvo pruebas de granulometría y de compresión axial. El resultado más relevante fue la obtenida en los ensayos de compresión axial realizados en los cubos de 50mm de lado. El valor promedio obtenido para la resistencia a compresión axial del mortero fue de 30 MPa.

Se concluye que los valores de compresión axial obtenidos por separado de los materiales que conforman la albañilería mostraron una gran diferencia entre ellos. Estas características influyeron en los ensayos realizados, ya que se observó que el ladrillo fue el más frágil frente a esfuerzos de compresión. La recomendación es que dichos valores deben ser similares.

b) Pruebas de caracterización en prismas de albañilería

Se ensayaron cuatro pilas y cuatro muretes. En las pilas se logró determinar la resistencia a compresión axial y el módulo de elasticidad; mientras que en los muretes se obtuvo la compresión diagonal y el módulo de corte.

En las pilas, el valor de la resistencia a compresión axial fue de $f'm = 9.45\text{MPa}$. Dicho valor fue mayor a lo solicitado como resistencia característica de la albañilería según la Tabla 9 de la Norma E.070. El módulo de elasticidad se obtuvo de la gráfica fuerza

vs desplazamiento en el tramo entre los puntos del 20% al 50% de la fuerza máxima aplicada. El valor obtenido fue de $E_m = 5715 \text{MPa}$. Se observó que el resultado obtenido fue mayor por lo propuesto teóricamente por la Norma E.070 en un 21%.

En los muretes, el valor de la resistencia al corte fue de $v'm = 1,25 \text{MPa}$. Dicho valor también fue mayor a lo solicitado según la Tabla 9 de la Norma E.070. El módulo de corte se obtuvo también de la gráfica fuerza vs desplazamiento entre los tramos de los puntos del 20% y 50% de la fuerza máxima aplicada en el ensayo. El valor obtenido fue de $G_m = 2265 \text{MPa}$. Se observó que el resultado conseguido fue similar al propuesto teóricamente por la Norma E.070.

Se concluye que la resistencia del mortero aportó a que la fragilidad de los ladrillos disminuyera, ya que la resistencia de las pilas y los muretes aumentó. Aunque en los ensayos se observaron fallas localizadas en las áreas en la que se aplicaron las fuerzas de compresión, hubo muestras que representaron las fallas esperadas.

c) Ensayos cíclicos en muros de albañilería

Los ensayos en los muros se realizaron bajo desplazamiento lateral controlado. Los desplazamientos se incrementaban bajo una aceleración mínima en que el sistema se mantenía cuasi-estático. Esto permitió observar las fisuras y estados de daño en la que el muro incursionaba a lo largo del ensayo.

Las primeras fallas significativas aparecieron en la fase 3 en la que aproximadamente la carga lateral aplicada fue de 115kN. Esta estuvo asociada a un desplazamiento de 1,00mm (drift de 0,4%). Las resistencias máximas de los muros se observaron durante la fase 11 en la que la carga lateral aplicada fue de 245kN aproximadamente, cuyo desplazamiento asociado fue de 15,00mm (drift de 0.65%).

Las fallas que se observaron fueron de corte y flexión. Estas se produjeron en las fases 7 y 9, cuando los muros aún no llegaban a la resistencia máxima. A continuación, se muestra una tabla en la que se compara las cortantes experimentales y teóricas calculadas para esta investigación. Se concluye que los valores difieren entre un 2% y 9% para la falla de flexión y de corte, respectivamente.

Tabla 7.1 Comparación de las fuerzas que producen las fallas por flexión y corte

Fases	Fallas	V exp. (kN)	D exp. (mm)	V teór. (kN)	%
F-7	Vf	196,34	3,84	192,27	2,12
F-9	Vm	229,56	7,50	211,25	8,67

d) Interpretación de los resultados

Con los datos obtenidos se determinaron la rigidez elástica inicial, la degradación de la rigidez, el módulo de corte y los puntos que describieron a la curva trilineal de los muros de albañilería. La rigidez inicial se determinó a partir de la fase 2 en cada muro. El resultado promedio fue de 146,126kN/mm, el cual es menor al estimado teóricamente en un 28%. Se observó durante el ensayo que existió un desfase de desplazamiento, ya que la fuerza aplicada en los muros tuvo que ser mayor a cero

(en el sentido de empuje) para que el muro regrese a su desplazamiento cero. Por lo tanto, se explica que la pendiente usada para el cálculo de la rigidez sea menor a la esperada y el resultado obtenido no sea similar al calculado.

La degradación de la rigidez que presentaron los muros fue similar en los tres. Se observó que en la fase 5, en la que se llega al punto de fluencia de la curva de capacidad, los muros han degradado aproximadamente el 50% de su rigidez. Asimismo, en la fase 9, en la que se desarrolla la cortante que produce el agrietamiento diagonal, los especímenes presentan una de degradación de la rigidez aproximado de 80%. Sin embargo, los muros aún presentaron una carga máxima en la fase 11 de los ensayos, en el cual la degradación fue de 88% aproximadamente. A partir de esta etapa la carga aplicada a los muros disminuye, por lo que se presenta un estado límite último y una carga última resistida por los especímenes.

El módulo de corte obtenido de los muros se analizó también en la fase 2. De los resultados se determinó un valor mayor al teórico. Este último hallado a partir de los ensayos de muretes. Estos valores varían aproximadamente en 20%. Para el cálculo de los valores de G, se utilizó el 60 y 90 % de la fuerza máxima alcanzada para el ciclo 2 en el caso de los muros MA-SQ 01 y 02; mientras que para el muro MA-SQ03, el ciclo 1. Esto debido a que el ciclo 2 de este espécimen no presentaba valores coherentes de desplazamientos positivos al momento en el que el LVDT estaba siendo traccionado.

Los puntos de fluencia, resistencia máxima y última que describen la curva trilineal se determinaron empíricamente de los ensayos realizados. Cada uno tiene una coordenada de fuerza y desplazamiento. Los valores de desplazamiento de fluencia y último determinan la ductilidad (μ) de los muros. Este resultado fue mucho mayor al esperado. Esto se debe a que la estimación del punto de fluencia tiene un desplazamiento mucho menor que el desplazamiento último. A partir de este resultado se concluye que el muro presenta una gran ductilidad ante las cargas cíclicas. A continuación, se presentan los valores de los puntos que forman la curva trilineal.

Tabla 7.2 Puntos que conforma la curva trilineal

	V (kN)	D6 (mm)
Fluencia	161,49	1,99
Máximo	246,59	14,78
Último	223,42	19,55

Finalmente, la descripción de los daños en la etapa inelástica del muro brindó información del tipo de comportamiento que los muros poseen ante cargas cíclicas, las cuales representan de cierta manera los movimientos sísmicos a los que los especímenes resisten en la realidad. Asimismo, los límites propuestos ayudan a obtener la etapa en la que el muro de albañilería puede aún ser reparado o no. Según la Norma E0.30, esta se produce cuando existe un drift de 0,5%, el cual es el límite funcional de la estructura.

7.2. Recomendaciones

Las curvas de capacidad obtenidas a partir de los ensayos cíclicos de desplazamiento controlado brindan información acerca de los daños que se pueden producir en este tipo de viviendas frente a los sismos. Por ello, se recomienda que la investigación se continúe. Esto con el fin de obtener curvas de fragilidad para desarrollar estudios sobre vulnerabilidad sísmica para este tipo de albañilería. De esta forma se tendría más información al respecto del comportamiento sísmico y de las medidas de reparación y sus respectivos costos que se pueden aplicar a este tipo de viviendas.

Asimismo, debido a que la Norma E.070 especifica que para la zona como Lima no se permite el uso de unidades huecas para la construcción de muros portantes, se recomienda realizar campañas de información para que las personas que construyen su casa con este tipo de material sepan qué tan resistentes y no recomendable es construir con la unidad no adecuada. Además, se incentive la construcción formal de viviendas de albañilería, ya que este es un sistema estructural usado mayormente por personas de bajos recursos que no presentan mucho conocimiento del tema.



CAPÍTULO 8 BIBLIOGRAFÍA

Aceros Arequipa (2011). *Construyendo con Juan Seguro. Edición 15*. Lima, Perú: Aceros Arequipa. Recuperado de <http://www.acerosarequipa.com>

Aceros Arequipa (s.f.). *Construyendo seguro. Los 3 pasos. Paso 3: Buenos materiales. ¿Quieres saber más?* Lima, Perú: Aceros Arequipa. Recuperado de <http://www.construyendoseguro.com>

Angles P. (2011). *Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla*. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Castro M. (2001). *Efecto de cinco variables sobre la resistencia de la albañilería*. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Cisneros, R. (Productor). (2011). *Construcción resistente al sismo* [YouTube]. De <https://www.youtube.com/watch?t=38&v=sPepvQEMopE>

Forcael E., González V., Orozco F., Opazo A., Belmar C., Vera J. (2014). Study of structural capacity and serviceability affecting the obstruction of residential door. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 11(3), 410-436. Recuperado de <https://dx.doi.org/10.1590/S1679-78252014000300004>

Restrepo J. y Takeuchi C. (2006). Estudio del comportamiento de elementos de borde en la mampostería estructural con ladrillos de alta resistencia. *Ingeniería e investigación*, 26(2), 10-19. Recuperado de http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0120-56092006000200002&lng=en&tlng=es

Federal Emergency Management Agency. (2007). *Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components. FEMA 461*. Washington D.C, Estados Unidos de América.

Federal Emergency Management Agency (2015). *History*. Washington D.C, Estados Unidos de América: Federal Emergency Management Agency. Recuperado de <https://www.fema.gov>

Gallegos H. (1986). *Conceptos estructurales: diseño sismo-resistente de edificios*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Gallegos H. y Casabonne C. (2005). *Albañilería estructural. 3era Edición*. Lima Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

NTP 331.017 (2013). *UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Ladrillos de arcilla usados en albañilería. Requisitos*. Lima, Perú: INDECOPI.

NTP 399.605 (2003). *UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Método de ensayo para la determinación de la resistencia en compresión de prismas de albañilería*. Lima, Perú: INDECOPI.

NTP 399.607 (2003). *UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Especificación normalizada de agregados para mortero de albañilería*. Lima, Perú: INDECOPI.

NTP 399.610 (2003). *UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Especificación normalizada para morteros*. Lima, Perú: INDECOPI.

NTP 399.613 (2005). *UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Métodos de muestreo y ensayo de ladrillos de arcilla usados en albañilería*. Lima, Perú: INDECOPI.

NTP 399.621 (2004). *UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Método de ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería*. Lima, Perú: INDECOPI.

Ordoñez, J. (2005). *Comparación del comportamiento sísmico de un muro de albañilería confinada tradicional y otro caravista*. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Paredes, J. y Caycho, D. (2009). *Control de la trituración de los ladrillos huecos en muros de albañilería confinada sujetos a carga lateral cíclica*. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.

San Bartolomé, A., Quiun D., Silva W. (2011). *Diseño y construcciones de estructuras sismorresistentes de albañilería*. Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

SENCICO. (2006a). *Norma Técnica de Edificación E.030. Diseño sismo resistente*. Lima, Perú.

SENCICO. (2006b). *Norma Técnica de Edificación E.070. Albañilería*. Lima, Perú.

Stoynic, A. (2009). *Manual de albañilería. Construyendo la casa. 2da Edición*. Lima, Perú: SINCO Editores.

Tovar, A. (2013). *Automatización y control de actuadores neumáticos para mini-marcos del Laboratorio de Estructuras*. Informe de investigación para optar el título de Ingeniero en Mecatrónica. Bogotá D.C, Colombia: Universidad Nueva Granada.

Palomino, V (7 de agosto de 2013). SENCICO: Un 60% de viviendas en el Perú es autoconstruida. *Andina*. Recuperado de <http://www.andina.com.pe/>

Zúñiga, O. y Terán, A. (2008). Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada. *Ingeniería Sísmica*, (79), 25-48. Recuperado de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2008000200002&lng=es&tlng=es