

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**“REFORZAMIENTO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA
CONFINADO CON MALLAS DE ACERO”**

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

Martín Miguel Luján Ayala

ASESOR: Dr. Nicola Tarque Ruíz

Lima, setiembre de 2018

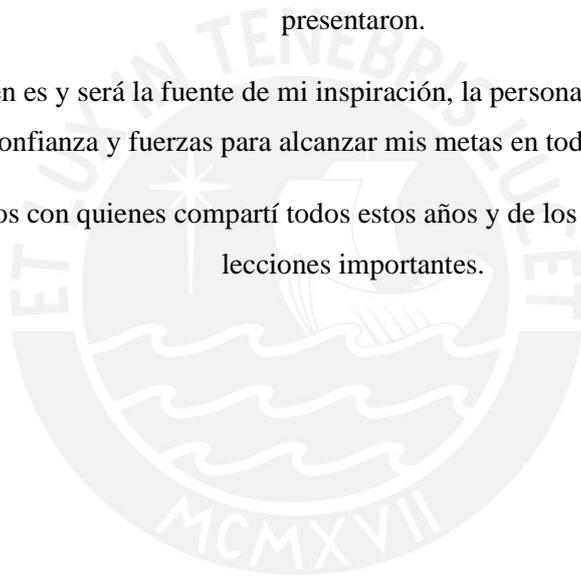
DEDICATORIA

A Dios, que ha guiado el camino en mi vida.

A mis padres, Miguel y Giovanna, por haber sido parte fundamental en mi carrera, los que me dieron educación, enseñanzas y oportunidades para afrontar los retos que se me presentaron.

A Silvia, quien es y será la fuente de mi inspiración, la persona que me motivó y ayudó dándome la confianza y fuerzas para alcanzar mis metas en toda mi etapa universitaria.

A mis amigos con quienes compartí todos estos años y de los cuales aprendí muchas lecciones importantes.



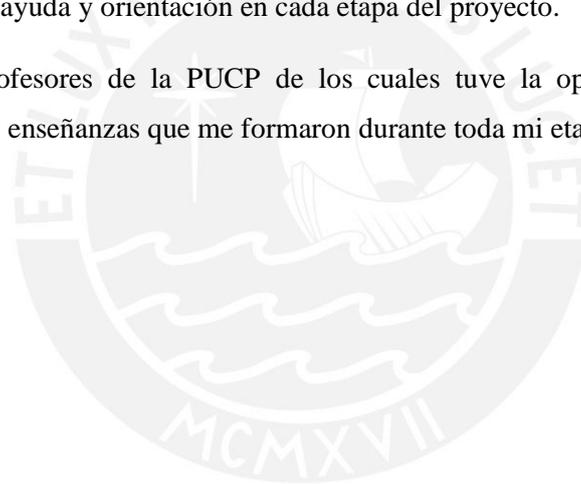
AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Nicola Tarque, mi asesor, por el constante apoyo, dedicación y gran disposición en todo momento. Pues gracias a sus valiosos consejos y enseñanzas hicieron posible la culminación de este proyecto.

A los compañeros y profesionales que pude conocer y de los cuales aprendí nuevos conocimientos durante el proyecto.

A la Ing. Gladys Villa García, jefa del laboratorio de estructuras de la PUCP, por el apoyo en el uso de las instalaciones. Y a todo el equipo de técnicos y profesionales del laboratorio que me brindaron la ayuda y orientación en cada etapa del proyecto.

A todos los profesores de la PUCP de los cuales tuve la oportunidad de aprender los conocimientos y enseñanzas que me formaron durante toda mi etapa universitaria.



RESUMEN

En el Perú la construcción con albañilería confinada es un sistema muy usado en viviendas de pequeña altura (2-4 pisos). Con un correcto diseño y proceso constructivo estas viviendas pueden tener hasta 5 pisos de altura. Sin embargo, debido a la necesidad de poder albergar a la gran población que ha estado aumentando de manera descontrolada, se comenzó a dar el fenómeno de autoconstrucción (construcción sin supervisión de un profesional o técnico calificado). Siendo zonas de bajos recursos las más afectadas. Pues estos lugares son donde el factor económico sobresale por encima de la calidad y seguridad de la vivienda. Poniendo en riesgo la vida de las personas ante un eventual sismo. Al ser Lima la provincia con mayor porcentaje de viviendas construidas con este material y ubicada en una zona de alta sismicidad, la preocupación de que las viviendas puedan ser seguras y habitables después de un sismo son grandes.

Es cuando surge la necesidad de buscar alternativas de reparación y reforzamiento para este tipo de vivienda. De manera que se le brinde una garantía de funcionalidad y seguridad.

La tesis tiene como objetivo poder demostrar experimentalmente que el refuerzo de malla de acero en los muros de albañilería confinada mejora el tiempo de vida de la vivienda (por medio de su ductilidad) y logra una factibilidad técnico-económica (con un análisis de costos). Para ello se realizó la reparación y reforzamiento de 3 muros de albañilería a escala natural luego de ser afectados por cargas cíclicas hasta su límite de reparabilidad 1/200 (dado por la norma E.070), y finalmente se ensayados hasta su colapso. Todo ello con la finalidad de servir como referencia en la implementación de procedimientos y normas para el refuerzo en este tipo de sistema de construcción.

De los resultados y comparaciones realizadas de los muros analizados, se sacó que la resistencia máxima de los muros reparados y reforzados aumentó en un 32% en comparación a los muros sin reforzar. La ductilidad aumentó en un 36 % dando así un tiempo de reacción mayor a las personas para que puedan escapar durante un sismo. En la parte económica, los costos de los muros reparados y reforzados son altos individualmente, pero si compara dentro del costo de una vivienda el porcentaje que representa es bajo.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : Reforzamiento de los Muros de Albañilería Confinado con Mallas de Acero
Área : Estructuras - Investigación
Asesor : Dr. Sabino Nicola Tarque Ruíz
Alumno : MARTIN MIGUEL LUJAN AYALA
Código : 2012.2696.412
Tema N° : # 447
Fecha : Lima, 5 de marzo del 2018



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En nuestro país, el uso de muros de albañilería es tradicionalmente empleado para la edificación de viviendas de pequeña altura (2 a 4 pisos). No obstante, su construcción no se ha dado como se debería, es decir, de manera ordenada y sistematizada. Por el contrario, se ha dado el fenómeno denominado autoconstrucción o construcción informal. Los factores que han generado que este fenómeno aumente son diversos, siendo la tasa de crecimiento, necesidad de vivienda y factor económico las principales causas. Esta última se debe a que es posible construir una casa sin necesidad de contratar a un profesional, ni técnico; que careciendo de diseños y/o planos pueda construir una vivienda. Ello genera en las personas una idea falsa de ahorro de dinero (Vizconde, 2016). El cual puede ser contradictorio con el peligro que genera construir de esta forma, ya que en nuestro país se encuentra en una zona sísmica. Se sabe además que durante un evento sísmico intenso el mayor porcentaje de damnificados y víctimas mortales que esta causa es debido a la falla y posterior colapso de las edificaciones de albañilería que construidas sin ningún criterio técnico.

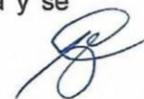
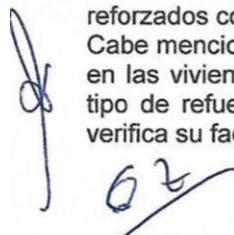
Se conoce que los daños después de un sismo, en su mayoría, son muchas veces irreparables y las viviendas que quedan en pie necesitan con urgencia algún tipo de reforzamiento. Para ello, se tienen que tomar todas las medidas de seguridad de modo que se logre mayor garantía de que la vivienda podrá volver a ser funcional estructuralmente (Angles, 2011).

Es en estos casos que los tipos de refuerzos toman importancia en la construcción, y un análisis económico, de tiempo y durabilidad resulta fundamental si se quiere tomar una elección apropiada. Tomando en cuenta lo antes mencionado, será relevante el estudio del reforzamiento de malla de acero en muros de albañilería confinada luego de que estos hayan sufrido fisuras debido a cargas de sismo.

Y es en este tipo de estructura que se tiene que enfocar los estudios de reforzamiento ya que más del 50% de la población usa ladrillo y concreto en la construcción de sus viviendas y esta tendencia se ha mantenido en los últimos años. (INEI, 2015).

Esta tendencia de usar ladrillos se ha visto reflejada en varios países de Latinoamérica y debido los continuos terremotos que han ocurrido en las últimas décadas (Baquero, 2003), se ha estado investigando todos los sistemas posibles de reforzamientos disponibles para los muros de albañilería. Con ello, en la PUCP, alumnos de pregrado y posgrado estuvieron realizando un estudio de nueve muros de albañilería confinada con ladrillos comerciales King Kong. Tres de estos muros fueron probados hasta el límite de agrietamiento permisible y luego fueron reforzados con mallas de acero y vueltos a ensayar.

Cabe mencionar que estos ladrillos se venden mucho en el sector de construcción y son usados en las viviendas unifamiliares y multifamiliares. Por ello, la presente tesis demuestra que este tipo de refuerzo mejora en gran medida la ductilidad del muro de albañilería confinada y se verifica su factibilidad técnico- económica.



OBJETIVO Y ALCANCE

Contribuir a la reducción del riesgo sísmico de viviendas de albañilería a través de la mejora de la resistencia sísmica de viviendas de albañilería confinada en el Perú.

METODOLOGÍA Y RESULTADOS ESPERADOS

En la presente tesis se planteó la siguiente metodología: obtención de información, diseño y construcción de los muros a ensayar, instrumentación, colocación y ensayo de los tres muros, análisis, procesamiento y comparación de resultados y finalmente el análisis de costo del reforzamiento.

La primera etapa, consistió en la recopilación de todas las investigaciones pasadas hacer de la albañilería confinada, métodos de reparación y tipos de materiales para el reforzamiento de muros de albañilería, ya sea tesis anteriores, artículos, pósteres científicos, información de conferencias, charlas técnicas y apuntes de clases. Además de la obtención de gráficos estadísticos, censos y tablas relevantes al tema.

En la segunda etapa se utilizó los conocimientos de secciones transformadas para poder igualar las propiedades del concreto con la albañilería y trabajarlo como una solo unidad. Con ello, se podrá predecir el comportamiento de la estructura y a su vez se calculará el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo máximo y el esfuerzo de rotura.

Con los datos ya analizados se pudo predecir con qué fuerza podría fallar cada muro. Después se hizo el mismo análisis, pero para muros reforzados con la malla de acero. Además, se realizó el diseño y la construcción de los muros.

La tercera etapa consistió en la instrumentación, colocación y ensayo de los tres muros sin reforzar hasta el límite de reparabilidad; es decir, tomando una deriva de 1/200. Luego se analizará el comportamiento de los muros durante todo el ensayo, la captura de imágenes y videos que se obtengan durante el proceso serán de utilidad para la comparación de los muros reforzados.

En la cuarta etapa se realizó un análisis teórico de los principales puntos de la curva de capacidad (esfuerzo de fluencia, máximo y rotura). Además, se realizó un diseño de refuerzo y reparación de los muros ensayados, y se buscó seleccionar la mejor alternativa de reparación y reforzamiento que sea comercial y de fácil entendimiento, se procedió a realizar el cálculo de la cantidad material necesarios para reparar y reforzar los muros para su colocación y ensayo en el LEDI.

La quinta etapa se basó en el análisis, procesamiento y comparación de resultados de los ensayos, tanto de los muros reforzados como los no reforzados, así como un comparativo de las curvas de capacidad, resistencia, ductilidad y ancho de fisuras.

La sexta y última etapa consistió en el análisis de costo del reforzamiento tomando en cuenta la cantidad de material calculado y comparándolo con el utilizado. Se procedió también a sacar el costo por m² tanto en soles, dólares y euros.

De los resultados que se obtuvieron se demostró que el uso de las mallas de acero mejora la ductilidad del muro. Se comprobó que un muro de albañilería confinada reforzada con mallas de acero tiene menos probabilidad de fallar ante cargas cíclicas, que otro muro construido según la norma E070 sin reforzar.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



VB°

Dr. Nicola Tarque
Director de Investigación

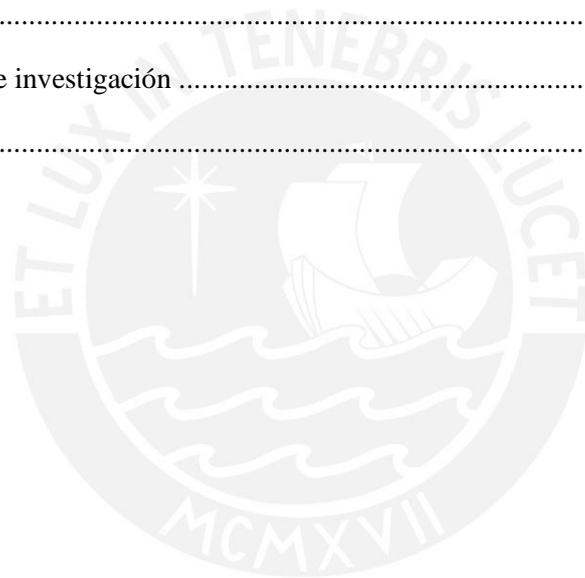


ÍNDICE

TEMA DE TESIS	i
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE TABLAS	xii
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Objetivo general	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3. Hipótesis.....	3
1.4. Metodología	4
1.5 Revisión de literatura.....	5
CAPÍTULO 2: ANÁLISIS TEÓRICO Y DISEÑO DE LOS MUROS A ESCALA NATURAL ...	15
2.1. Resultados de pilas y muretes.....	15
2.2 Sección transformada de los muros	21
2.3. Cálculo de la rigidez lateral	21
2.4. Fisuración en tracción por flexión	22
2.4 Agrietamiento diagonal teórico	23
2.5 Resistencia asociada a la falla por flexión	23
2.6 Tipo de falla esperado	23
2.7 Diseño de los muros	24
2.7.1. Diseño de los elementos de confinamiento.....	24
2.7.1.1 Diseño de las vigas soleras	24
2.7.1.2 Diseño de las columnas de confinamiento	25
CAPÍTULO 3: CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA	28
3.1. Características de los muros MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 Y MA-SQ-LR3.....	28
3.2. Construcción de la viga de cimentación	28
3.3. Construcción de la albañilería	31
3.4. Columnas de confinamiento	32

3.5. Vigas soleras de confinamiento	33
CAPÍTULO 4: ENSAYO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA HASTA EL LÍMITE DE REPARABILIDAD.....	35
4.1. Traslado e instrumentación.....	35
4.2. Fases del ensayo	36
4.3. Comportamiento de los muros.....	37
4.3.1. Muro MA-SQ-LR1	38
4.3.2. Muro MA-SQ-LR2.....	43
4.3.3. Muro MA-SQ-LR3.....	47
4.4 Diagramas histeréticos fuerza cortante vs. desplazamiento lateral	51
CAPÍTULO 5: REPARACIÓN Y DISEÑO DE REFORZAMIENTO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA.....	52
5.1 Metrado de materiales para la reparación de los muros	52
5.1.1 Cantidad de mortero para el resanado de las grietas	52
5.1.2 Cantidad de material para la reparación de los nudos de confinamiento.....	53
5.2 Diseño, metrado, costo y proceso constructivo del reforzamiento de los muros.....	53
5.2.1 Diseño del tipo de refuerzo.....	53
5.2.2 Cálculo del acero de refuerzo para el armado y colocación de la malla.....	54
5.2.3 Cálculo del mortero para el taponeo, pañeteo y tarrajeo	57
5.4 Costo para la reparación y reforzamiento de los muros	62
5.5 Procedimiento constructivo del reforzamiento de los muros:	63
5.5.1 Colocación de la malla de refuerzo.....	63
5.5.2 Armado de malla	64
5.5.3 Reparación del muro	65
5.5.4 Colocación de la malla de refuerzo:	69
CAPÍTULO 6: ENSAYO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA REFORZADA	72
6.1. Montaje e instrumentación	72
6.2. Fases del ensayo	72
6.3. Comportamiento de los muros.....	74
6.3.1. Muro MA-SQ-LR1*	74

4.3.2. Muro MA-SQ-LR2*	79
6.3.3. Muro MA-SQ-LR3*	84
6.4 Diagramas histeréticos fuerza cortante vs. desplazamiento Lateral	89
6.5 Evaluación post ensayo	90
CAPÍTULO 7: PROCESAMIENTO Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS	95
7.1 Envolvente Fuerza Cortante vs. Desplazamiento lateral.....	95
7.2 Rigidez Lateral inicial	98
7.4. Grosor máximo de grietas en el muro.....	101
CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	103
8.1 Conclusiones	103
8.2 Líneas futuras de investigación	104
REFERENCIAS:.....	106



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Construcción informal de viviendas de albañilería	1
Figura 1.2 Tipos de vivienda según su material de construcción (INEI, 2014)	2
Figura 1.3 Edificio de albañilería confinada (SENCICO, 2009)	3
Figura 1.4. Geometría general del modelo 3D (Ruiz ,1995).....	5
Figura 1.5 Patrón Final de agrietamiento para el lado norte (Ruiz ,1995)	6
Figura 1.6 Patrones de agrietamiento y curvas de histéresis de los muros O y E (Aguilar, 1996).....	6
Figura 1.7 Patrones de agrietamiento y curvas de histéresis de los muros M1 y M2 (Aguilar, 1996).....	7
Figura 1.8 Identificación de los estados límites en las curvas de histéresis de un muro de	7
Figura 1.9 Estados de daños para los estados límites ELS, ELO, ELDC y ELU (Astroza y Schmidt, 2004)	8
Figura 1.10 Estructuras de los muros 1, 2, 3,4 y 5 (Paéz et al, 2009)	9
Figura 1.11 Evolventes de esfuerzo vs deriva (Velezmore y Araoz, 2012).....	10
Figura 1.12 Muro sin refuerzo (izq.) y muro reforzado (der.) (Hernández, 2013).....	10
Figura 1.13 Distribución de las grietas de los dos muros no reforzado y reforzado (Hernández y Ramírez, 2013)	11
Figura 1.14 Comparación de envolventes Cortante-Desplazamiento (Mamani, 2015).....	11
Figura 1.15 Gráfico de Carga vs Deformación de los seis muretes ensayados (Farfál, 2005).....	12
Figura 1.16 Gráfico de Carga vs Deformación de los seis muretes ensayados (Farfál, 2005).....	13
Figura 2.1 Dimensiones nominales de las Pilas (SENCICO, 2017)	15
Figura 2.2 Carga axial Vs. Desplazamiento axial (Local) (SENCICO 2017).....	16
Figura 2.3 Dimensiones nominales de los muretes (SENCICO 2017)	17
Figura 2.4 Vista global de los dispositivos de ensayo a compresión diagonal (SENCICO 2017).....	18
Figura 2.5 Gráfico Fuerza vs. Desplazamiento Horizontal – Vertical del murete	19
Figura 2. 6 nomenclatura del murete (V Bosiljkov, 2005)	19
Figura 2.7 Dimensiones del muro de albañilería confinada (SENCICO, 2016)	20
Figura 2.8 Sección transformada del muro de albañilería	21
Figura 2.9 Detalle viga de cimentación y viga solera	24
Figura 2.10 Detalle de columnas	27
Figura 2.11 Detalle de refuerzo de los elementos de confinamiento del muro a ensayar.....	27

Figura 3.1 Encofrado de la viga de cimentación (izq.) armado del refuerzo vertical (der.) ...	29
Figura 3.2 Medición de la distancia del refuerzo vertical al encofrado (izq.) Datos de concreto (der.)	29
Figura 3.3 Vaciado de la mezcla en el bugui (izq.) Probetas preparadas para ensayo de resistencia (der.)	29
Figura 3.4 Vaciado del concreto para la viga de cimentación (izq.) Nivelado de la viga de cimentación (der.)	30
Figura 3.5 Viga de cimentación luego del vaciado de concreto (izq.) Marcado de la zona base del muro de albañilería (der.)	30
Figura 3.6 Desencofrado de las vigas (izq.) Curado de las vigas (der.)	30
Figura 3.7 Colocación y medición de horizontalidad de la primera hilada	31
Figura 3.8 Construcción de muro de albañilería (izq.) Primera jornada del muro terminada (der.)	31
Figura 3.9 Verificación de la horizontalidad (izq.) Medición del grosor del mortero (der.)	32
Figura 3.10 Medición de los dientes (izq.) Muro de albañilería terminado (der.)	32
Figura 3.11 Encofrado de las columnas (izq.) Vaciado y vibrado del concreto (der.)	32
Figura 3.12 Desencofrado de las columnas (izq.) Curado de las columnas (der.)	33
Figura 3.13 acero de refuerzo de la viga solera	33
Figura 3.14 Encofrado de la viga solera (izq.) Vaciado de concreto (der.)	33
Figura 4.1 Posición de los LVDT's de los tres muros	35
Figura 4.2 Disposición de los instrumentos para la aplicación de carga	36
Figura 4.3 Colocación del actuador hidráulico para aplicación de la fuerza horizontal	36
Figura 4.4 Diagrama Tiempo vs. Desplazamiento del Muro MA-SQ-LR1	37
Figura 4.5 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)	38
Figura 4.6 Muro MA-SQ-LR1	38
Figura 4.7 Fisuras en los extremos inferiores de las columnas	39
Figura 4.8 Muro al término de la fase 3 (izq.) Marcado de las fisuras en la parte inferior (der.)	39
Figura 4.9 Muro al término de la fase 4 (izq.) Marcado de las fisuras en la parte inferior (der.)	40
Figura 4.10 Muro al término de la fase 5	40
Figura 4.11 Muro al término de la fase 6	41
Figura 4.12 Muro al término de la fase 3 (izq.) Marcado de las fisuras en la parte superior (der.)	41
Figura 4.13 Muro al término de la fase 8	42
Figura 4.14 Muro al término de la fase 9	42

Figura 4.15 Muro al término de la fase 10	43
Figura 4.16 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)	43
Figura 4.17 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)	43
Figura 4.18 Muro al término de la fase 3	44
Figura 4.19 Muro al término de la fase 4	44
Figura 4.20 Muro al término de la fase 5	45
Figura 4.21 Muro al término de la fase 6	45
Figura 4.22 Muro al término de la fase 7	45
Figura 4.23 Muro al término de la fase 8	46
Figura 4.24 Muro al término de la fase 9	46
Figura 4.25 Muro al término de la fase 10	47
Figura 4.26 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)	47
Figura 4.27 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)	47
Figura 4.28 Muro al término de la fase 3	48
Figura 4.29 Muro al término de la fase 4	48
Figura 4.30 Muro al término de la fase 5	49
Figura 4.31 Muro al término de la fase 6	49
Figura 4.32 Muro al término de la fase 7	50
Figura 4.33 Muro al término de la fase 8	50
Figura 4.34 Muro al término de la fase 9	50
Figura 4.35 Muro al término de la fase 10	51
Figura 4.36 Lazos histeréticos del Muro MA-SQ-LR1	51
Figura 4.37 Lazos histeréticos del Muro MA-SQ-LR2	51
Figura 4.38 Lazos histeréticos del Muro MA-SQ-LR3	52
Figura 5.1 Muro agrietado después de ser ensayado (izq.) y señalización de la grietas en el segundo muro ensayado (der.)	53
Figura 5.2 Dimensiones y distribución de las varillas de 2.25 metros	56
Figura 5.3 Peforacion del muro (Izq.) y Dimensiones de la perforación (mm) (Der.)	58
Figura 5.4 Modelo de muro de Albañilería confinada	58
Figura 5.5 División de los elementos del muro	59
Figura 5.6 Varillas de 4.7mm de diámetro	64
Figura 5.7 Estirado y desenrollado de las varillas (izq.) cortado de las varillas cada 2.25 metros (der.)	64
Figura 5. 8 Distribución de las varillas para el armado de la malla (izq.) y atortolado de las varillas de 4.7mm (der.)	65
Figura 5. 9 Malla de refuerzo de 4.7mm armada	65

Figura 5.10 Apuntalamiento del muro (izq.) y muro apuntalado (der.)	65
Figura 5.11 Fisuras gruesas del muro 2 (izq.) y fisuras finas del muro 1(der.).....	66
Figura 5.12 Picado de las fisuras gruesas (izq.) y fisuras rellanadas con mortero 1:3 (der.)..	66
Figura 5. 13 Encofrado de nudo de concreto dañando (izq.) y desencofrado del nudo reparado con concreto de similares características	66
Figura 5. 14 Lavado de la cara pintada del muro (izq.) y muro luego del lavado (der.)	67
Figura 5. 15 alineamiento vertical de los puntos de perforación (izq.) y alineamiento horizontal (der.).....	67
Figura 5. 16 Pañeteo del muro con mortero 1:4 (izq.) y muro después del pañeteo de 8mm (der.)	67
Figura 5. 17 Muro con las marcas de tiza en donde se realizarán las perforaciones (izq.) y uso del taladro según las marcas realizadas (der.)	68
Figura 5. 18 Limpieza de las perforaciones.....	68
Figura 5.19 Distribución de las perforaciones (m)	68
Figura 5.20 Muros después del pañeteo	69
Figura 5. 21 Mallas de refuerzo (izq.) y Malla de refuerzo colocada en el muro.....	69
Figura 5.22 Alambre #8 doblado a 90° y atortolado de la malla con el alambre #16.....	69
Figura 5. 23 Perforaciones extras al muro (color azul).....	70
Figura 5.24 Nudos taponeados (izq.) y detalle del taponeo (der.)	70
Figura 5.25 Colocación y ajustamiento de los puntos de madera (izq.) e instalación de los puntos terminada (der.)	71
Figura 5.26 Colocación de la lechada al muro reforzado	71
Figura 5.27 Tarrajeo del muro con mortero 1:4 (izq.) y Muro de albañilería confinada reforzada y con acabo final (der.).....	71
Figura 6.1 Disposición de los instrumentos para la aplicación de carga.....	72
Figura 6.2 Diagrama Tiempo vs. Desplazamiento del Muro MA-SQ-LR1*	73
Figura 6.3 Muro sin fisuras (comportamiento elástico).....	74
Figura 6.4 Muro MA-SQ-LR1*	74
Figura 6.5 Muro al término de la fase 3	75
Figura 6.6 Muro al término de la fase 4	75
Figura 6.7 Muro al término de la fase 5	75
Figura 6.8 Muro al término de la fase 6	76
Figura 6.9 Muro al término de la fase 7	76
Figura 6.10 Muro al término de la fase 8	77
Figura 6.11 Muro al término de la fase 9	77
Figura 6.12 Muro al término de la fase 10	77

Figura 6.13 Muro al término de la fase 11	78
Figura 6.14 Muro al término de la fase 12	78
Figura 6.15 Muro al término de la fase 13	79
Figura 6.16 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)	79
Figura 6.17 Muro al término de la fase 2	79
Figura 6.18 Muro al término de la fase 3	80
Figura 6.19 Muro al término de la fase 4	80
Figura 6.20 Muro al término de la fase 5	81
Figura 6.21 Muro al término de la fase 6	81
Figura 6.22 Muro al término de la fase 7	82
Figura 6.23 Muro al término de la fase 8	82
Figura 6.24 Muro al término de la fase 9	82
Figura 6.25 Muro al término de la fase 10	83
Figura 6.26 Muro al término de la fase 11	83
Figura 6.27 Muro al término de la fase 12	84
Figura 6.28 Muro al término de la fase 13	84
Figura 6.29 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)	84
Figura 6.30 Muro al término de la fase 2	85
Figura 6.31 Muro al término de la fase 3	85
Figura 6.32 Muro al término de la fase 4	86
Figura 6.33 Muro al término de la fase 5	86
Figura 6.34 Muro al término de la fase 6	86
Figura 6.35 Muro al término de la fase 7	87
Figura 6.36 Muro al término de la fase 8	87
Figura 6.37 Muro al término de la fase 9	88
Figura 6.38 Muro al término de la fase 10	88
Figura 6.39 Muro al término de la fase 11	88
Figura 6.40 Muro al término de la fase 12	89
Figura 6.41 Muro al término de la fase 13	89
Figura 6.42 Lazos histeréticos del Muro reforzado MA-SQ-LR1*	90
Figura 6.43 Lazos histeréticos del Muro reforzado MA-SQ-LR2*	90
Figura 6.44 Lazos histeréticos del Muro reforzado MA-SQ-LR3*	90
Figura 6.45 Cara delantera y trasera del muro MA-SQ-LR1*	91
Figura 6.46 Área de observación 1 (MA-SQ-LR1*)	91
Figura 6.47 Área de observación 2 y 3 (MA-SQ-LR1*)	92
Figura 6.48 Cara delantera y trasera del muro MA-SQ-LR2*	92
Figura 6.49 Detalle del área de observación 4 (MA-SQ-LR2*)	93

Figura 6.50 Detalle del área de observación 5 y 6 (MA-SQ-LR2*)	93
Figura 6.51 Cara delantera y trasera del muro MA-SQ-LR3*	93
Figura 6.52 Áreas de observación 7 y 8 (MA-SQ-LR3*).....	94
Figura 6.53 Áreas de observación 9 y 10 (MA-SQ-LR3*).....	94
Figura 7.1 Distribución de los LDVT`s de los muros.....	95
Figura 7. 2 Envolvente Fuerza Cortante vs Desplazamiento de los muros Reparados y Reforzados	97
Figura 7. 3 Envolvente Fuerza Cortante vs Desplazamiento de los muros sin reforzar	97
Figura 7. 4 Envolvente Fuerza Cortante vs Desplazamiento	98
Figura 7.5 Lazos Histeréticos Fase 1 de su primer y segundo ciclo, muro MA-SQ-LR1 (Rango Elástico).....	99
Figura 7.6 Lazos Histeréticos Fase 2 de su primer y segundo ciclo, muro MA-SQ-LR2 (Rango Elástico).....	99
Figura 7.7 Rigidez experimental del Muro MA-SQ-LR1 en Fase 1, primer ciclo (Rango lineal)	99
Figura 7.8 Rigidez experimental del Muro MA-SQ-LR1 en Fase 1, segundo ciclo (Rango lineal)	99
Figura 7.9 Rigidez experimental del Muro MA-SQ-LR2 en Fase 2, primer ciclo (Rango lineal)	100
Figura 7.10 Rigidez experimental del Muro MA-SQ-LR2 en Fase 2, segundo ciclo (Rango lineal)	100
Figura 7. 12 Tamaños máximos de las grietas diagonales para los tres muros reforzados...	101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Esfuerzo cortante máximo de los tipos de muros (Paéz et al, 2009).....	9
Tabla 1.2 Valores promedio según el tipo de mampostería (Castilla, 2007).....	14
Tabla 2.1 Resistencia a la compresión axial de las pilas	16
Tabla 2.2 Datos para el cálculo del módulo de elasticidad	17
Tabla 2.3 Cálculo del módulo de elasticidad.....	17
Tabla 2.4 Característica de los muretes (Carga 10 kN/min)	18
Tabla 2.5 Datos de los muretes a 20 y 50% de la carga máxima	19
Tabla 2.6 Cálculo de módulo de corte de muretes de albañilería	20
Tabla 2.7 Propiedades mecánicas de la albañilería.....	20
Tabla 3. 1 Tiempo de construcción de tres muros de albañilería confinados.....	34
Tabla 4.1 Fases en el ensayo de carga cíclica.....	37
Tabla 5.1 Cantidad de material total de reparación de los tres muros.....	53
Tabla 5.2 Relación de pesos y secciones, tomado de Siderurgia Sevillana S.A.....	56
Tabla 5.3 Dimensión de los alambres sacado del	56
Tabla 5.4 Cantidad total de acero de refuerzo	57
Tabla 5.5 Cálculo de volúmenes	59
Tabla 5.6 Cálculo de volúmenes	59
Tabla 5.7 Dosificación por m ³ de mortero (Soto, 2009)	60
Tabla 5.8 Cantidad de material de pañeteo.....	60
Tabla 5.9 Cantidad de material de tarrajeo	61
Tabla 5.10 Cantidad de material total de reforzamiento para los tres muros	61
Tabla 5.11 Costo de reparación y reforzamiento de los tres muros	62
Tabla 5.12 Costo de mano de obra por los tres muros.....	63
Tabla 5.13 Costo total (reparación y reforzamiento) por m ² de un muro	63
Tabla 7. 1 Tabla de fuerza cortante vs. Desplazamiento lateral (MA-SQ)	96
Tabla 7. 2 Tabla de fuerza cortante vs. Desplazamiento lateral (MA-SQ-LR*)	96
Tabla 7.3 Rigidez promedio de los muros ensayados hasta el límite de reparabilidad	100
Tabla 7.4 Rigidez promedio de los muros reforzados ensayados hasta el colapso	101

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 Introducción

En nuestro país, el uso de muros de albañilería es tradicionalmente empleado para la edificación de viviendas de pequeña altura (2 a 4 pisos). No obstante, su construcción no se ha dado como se debería, es decir, de manera ordenada y sistematizada. Por el contrario, se ha dado el fenómeno denominado autoconstrucción o construcción informal. Los factores que han generado que este fenómeno aumente son diversos, siendo la tasa de crecimiento, necesidad de vivienda y factor económico las principales causas. Esta último se debe a que es posible construir una casa sin necesidad de contratar a un profesional, ni técnico; que careciendo de diseños y/o planos se pueda construir una vivienda. Ello genera en las personas una idea falsa de ahorro de dinero (Vizconde, 2016). El cual puede ser contradicho con el peligro que genera construir de esta forma, ya que no te garantiza seguridad ante un evento sísmico. Tomando en cuenta que Lima se encuentra en una zona altamente sísmica, el peligro de falla de este tipo de viviendas es mayor (Figura 1.1). Es cuando la preocupación y dudas de que las viviendas puedan ser seguras y habitables después de un sismo son grandes.



Figura 1.1 Construcción informal de viviendas de albañilería

De forma que se le debe dar importancia a la actualización e innovación de nuevas técnicas al momento de construir, reparar y reforzar viviendas. Tomando como sustento la vida y seguridad de la personas sobre otros factores como los económicos y de practicidad. Para así terminar con la creencia de que la autoconstrucción es igual de segura que la formal (edificaciones construidas según la norma E.070).

Se conoce que los daños después de un sismo, en su mayoría, son casi irreparables y las viviendas que quedan en pie necesitan con urgencia algún tipo de reforzamiento. Para ello, se tienen que tomar todas las medidas de seguridad de modo que se logre mayor garantía de que la vivienda podrá volver a ser funcional estructuralmente (Angles, 2011).

Es en estos casos que los tipos de refuerzos toman importancia en la construcción, y un análisis económico, de tiempo y durabilidad resulta fundamental si se quiere tomar una elección apropiada. Tomando en cuenta lo antes mencionado, será relevante el estudio del reforzamiento de malla de acero en muros de albañilería confinada luego de que estos hayan sufrido fisuras debido a cargas de sismo.

Y es en este tipo de estructura que se tiene que enfocar los estudios de reforzamiento ya que más del 50% de la población usa ladrillo y concreto en la construcción de sus viviendas y esta tendencia se ha mantenido en los últimos años. (Figura 1.2) (INEI, 2015).

Esta tendencia de usar ladrillos se ha visto reflejada en varios países de Latinoamérica y debido los continuos terremotos que han ocurrido en las últimas décadas (Baquero, 2003), se ha estado investigando todos los sistemas posibles de reforzamientos disponibles para los muros de albañilería. Con ello, en la PUCP, alumnos de pregrado y posgrado estuvieron realizando un estudio de nueve muros de albañilería confinada con ladrillos comerciales King Kong. Tres de estos muros fueron probados hasta el límite de agrietamiento permisible y luego fueron reforzados con mallas de acero y vueltos a ensayar.

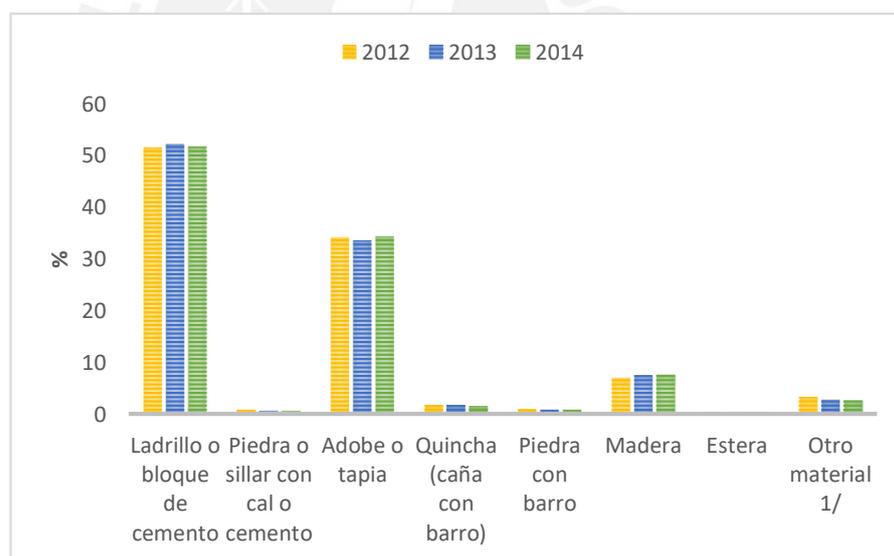


Figura 1.2 Tipos de vivienda según su material de construcción (INEI, 2014)

Cabe mencionar que estos ladrillos se venden mucho en el sector de construcción y son usados en las viviendas unifamiliares y multifamiliares. (Figura 1.3). Por ello, la presente tesis demuestra que este tipo de refuerzo mejora en gran medida la ductilidad del muro de albañilería confinada y se verifica su factibilidad técnico- económica.



Figura 1.3 Edificio de albañilería confinada (SENCICO, 2009)

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Contribuir a la reducción del riesgo sísmico de viviendas de albañilería a través de la mejora de la resistencia sísmica de viviendas de albañilería confinada en el Perú.

1.2.2 Objetivos específicos

Interpretar los resultados de los ensayos normalizados en pilas y muretes para poder sacar las propiedades mecánicas reales del elemento.

Proponer una alternativa de refuerzo con materiales fáciles de encontrar en el mercado. Determinar la cantidad de material de refuerzo además del costo del reforzamiento, considerando compra, transporte e instalación.

Ensayar los muros de albañilería antes y luego de la instalación del reforzamiento. Con lo que se generó curvas de esfuerzo vs deformación y se interpretó los resultados de los ensayos para determinar qué tanto fue el cambio de la ductilidad en la estructura antes y después del uso del reforzamiento.

Finalmente compararlo los resultados con otras investigaciones en las que se utilizaron diferentes tipos de reforzamientos y así confirmar la capacidad de mejoramiento de ductilidad que ha tenido la malla de refuerzo.

1.3. Hipótesis

Se demostrará que el uso de las mallas de acero mejora la ductilidad del muro. Se comprobará que un muro de albañilería confinada reforzada con mallas de acero tenga menos probabilidad de fallar ante cargas cíclicas, que otro muro construido según la norma E.070 sin reforzar. Se demostrará que después de un sismo es más económico reparar y reforzar un muro que tumbar y construir uno nuevo.

1.4. Metodología

En la presente tesis se plantea una metodología que consistió en 6 etapas de trabajo y son las siguientes: obtención de información, el diseño y construcción de los muros a ensayar, instrumentación, colocación y ensayo de los tres muros, análisis, procesamiento y comparación de resultados y finalmente el análisis de costo del reforzamiento.

La primera etapa, consistió en la recopilación de todas las investigaciones pasadas hacer de la albañilería confinada, métodos de reparación y tipos de materiales para el reforzamiento de muros de albañilería, ya sea tesis anteriores, artículos, pósteres científicos, información de conferencias, charlas técnicas y apuntes de clases. Además de la obtenciones de gráficos estadísticos, censos y tablas relevantes al tema.

La segunda etapa se utilizó los conocimientos de secciones transformadas para poder igualar las propiedades del concreto con la albañilería y trabajarlo como una solo unidad. Con ello, se podrá predecir el comportamiento de la estructura y a su vez se calculará el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo máximo y el esfuerzo de rotura.

Con los datos ya analizados se pudo predecir con qué fuerza y en qué momento fallará cada muro. Después se hará el mismo análisis pero para muros reforzados con la malla de acero. Además se realizará el diseño y la construcción de los muros.

La tercera etapa consistió en la instrumentación, colocación y ensayo de los tres muros sin reforzar hasta el límite de reparabilidad; es decir, tomando una deriva de 1/200. Luego se analizará el comportamiento de los muros durante todo el ensayo, la captura de imágenes y videos que se obtengan durante el proceso serán de utilidad para la comparación de los muros reforzados.

La cuarta etapa se realizó un análisis teórico de los principales puntos de la curva de capacidad (esfuerzo de fluencia, máximo y rotura). Además, se realizará un diseño de refuerzo y reparación de los muros ensayados, se buscará seleccionar la mejor alternativa de reparación y reforzamiento que sea comercial y de fácil entendimiento, se procederá a realizar el cálculo de la cantidad material necesarios para reparar y reforzar los muros para su colocación y ensayo en el LEDI.

La quinta etapa se basó en el análisis, procesamiento y comparación de resultados de los ensayos, tanto de los muros reforzados como los no reforzados, así como un comparativo de las curvas de capacidad, resistencia, ductilidad y ancho de fisuras.

En la sexta y última etapa consistió en el análisis de costo del reforzamiento. Tomando en cuenta la cantidad de material calculado y comparándolo con el utilizado. Se procedió a sacar el costo por m² tanto en soles , dólares y euros.

Todo con el fin de poder sacar conclusiones y dejar futuras líneas de investigación.

1.5 Revisión de literatura

Se mostrará información de investigaciones que se dieron a lo largo de los años desde que la albañilería comenzó a tener relevancia en los estudios post sismo. A su vez, se enfatizará los resultados que estas investigaciones hayan tenido para tomarlo como base y sustentación de la información presentada.

En México, debido al peligro sísmico que existe en la capital y sus alrededores, se intentó crear criterios de diseño en lo que se refiere a la albañilería, porque este era el elemento estructural más empleado; sin embargo, las variaciones en las respuesta que existía en las viviendas unifamiliares y multifamiliares generó la necesidad de modificar los criterios e implementar técnicas para la rehabilitación de la viviendas después de un sismo. Por ello, en el año de 1995, J. Ruiz, A. Zepeda M. Alcorce y R. Meli elaboraron un programa experimental para el análisis de un edificio de dos niveles con muros en sus dos direcciones y con un refuerzo propuesto de malla de alambre y recubrimiento de mortero (Figura 1.4)

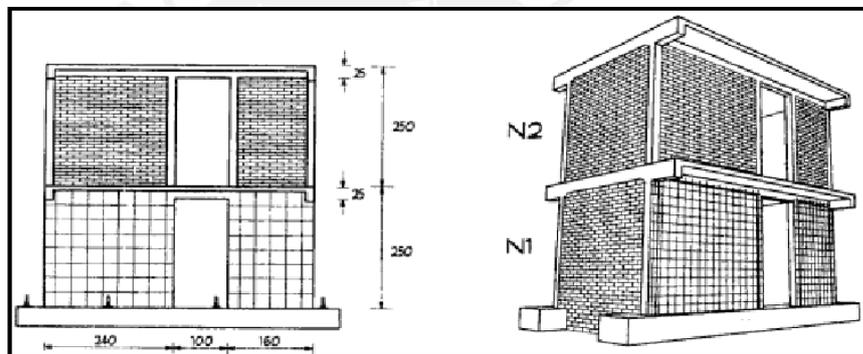


Figura 1.4. Geometría general del modelo 3D (Ruiz, 1995)

Se analizó el comportamiento interno del edificio en las dos direcciones antes y después de la reparación. Las curvas histéricas, patrón de agrietamiento final y la respuesta de los deformímetros fueron de gran importancia para hacer un buen análisis comparativo del edificio con y sin reforzamiento (Figura 1.5)

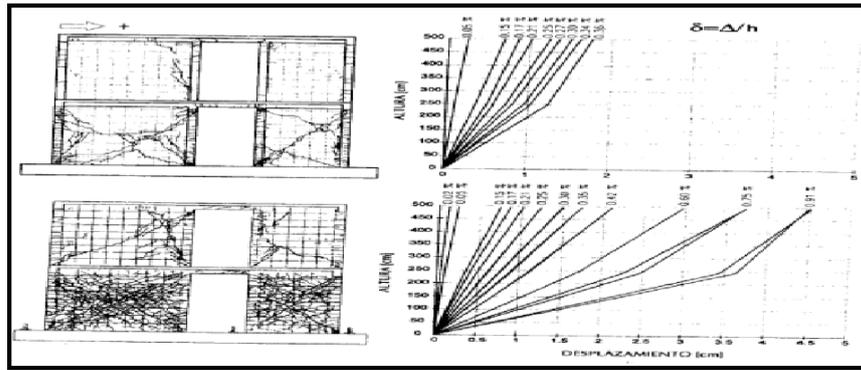


Figura 1.5 Patrón Final de agrietamiento para el lado norte (Ruiz ,1995)

Con los resultados obtenidos, se demostró que la rehabilitación del edificio con malla de alambre y mortero resultó muy adecuada y práctica. Además, la resistencia llegó a superar hasta 1.65 veces la resistencia obtenida del edificio original y recuperó 2/3 de su rigidez inicial, lo cual le permitió grandes desplazamientos antes de la falla total (Ruiz et al, 1995).

Con el objetivo de demostrar la efectividad de técnicas de reforzamiento en albañilería confinada bajo cargas sísmicas, en 1996, G. Aguilar, Meli y R. Vázquez mandaron a construir 6 muros a escala real. Estos muros se dividieron en tres grupos; el primero era los no reforzados (O, MO), el segundo era los reforzados con acero prefabricado tipo escalera (E, M1) (Ver Figura 1.6) y el último era con alambres estirados en frío deformadas (B, M2). (Figura 1.7).

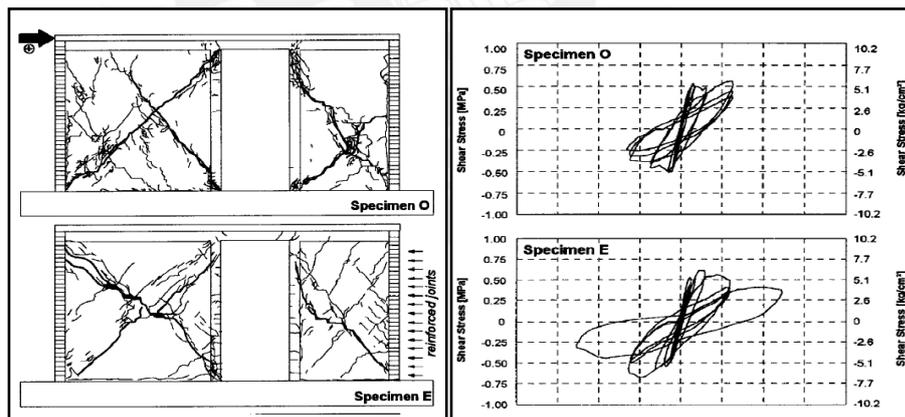


Figura 1.6 Patrones de agrietamiento y curvas de histéresis de los muros O y E (Aguilar, 1996)

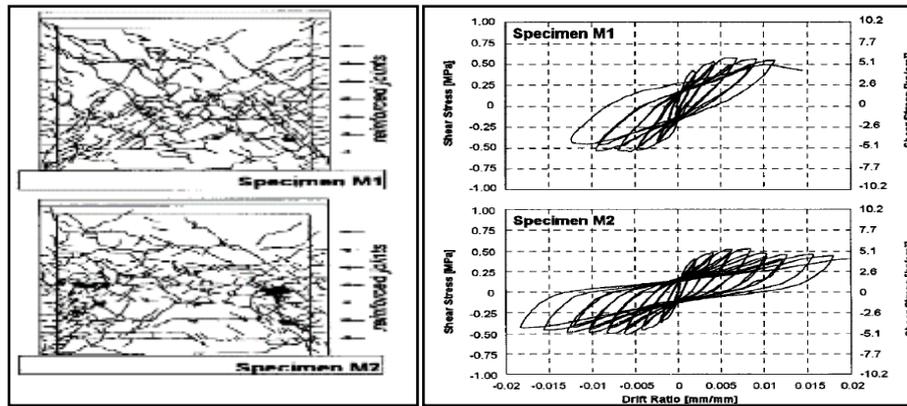


Figura 1.7 Patrones de agrietamiento y curvas de histéresis de los muros M1 y M2 (Aguilar, 1996)

Los especímenes con reforzamiento horizontal una mostraron distribución del agrietamiento inclinado uniforme, en contraste con los no reforzados. En el caso del refuerzo de alambre estirado y el acero prefabricado, se demostró que en ambos casos aumentaron sustancialmente la resistencia y capacidad de deformación del muro en comparación del no reforzado. Esto se debió a que el refuerzo colocado logró dispar más energía que los no muros sin reforzar. De este modo, probaron la eficacia de sus refuerzos (Aguilar et al, 1996).

En el 2004, Astroza y Schmidt realizaron una investigación para poder determinar la capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. Para ello, se reunió una base de datos de 52 muros de albañilería confinada de tres países diferentes (México, Chile y Venezuela). Los cuales se dividieron en tipos de fabricación de ladrillo (hecho a mano, a máquina y bloque de hormigón) y fueron sometidos a cargas laterales tomando como punto de control la falla de corte. (Figura 1.8).

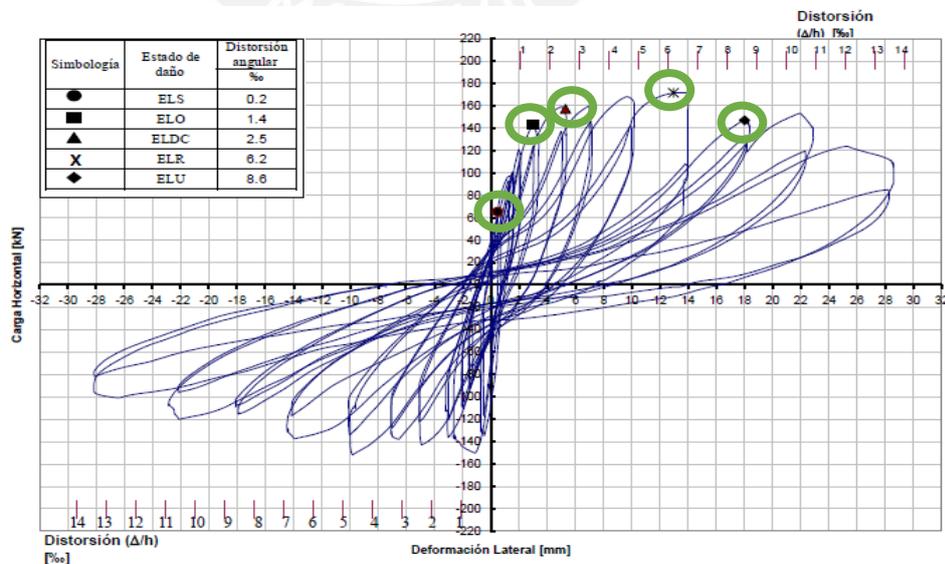


Figura 1.8 Identificación de los estados límites en las curvas de histéresis de un muro de Albañilería confinada (Astroza y Schmidt, 2004)

Determinaron que la elección de un estado límite (servicio, operativo, daño controlado, resistencia y último) depende de factores económicos, interrupción del funcionamiento y fabricación. Además, la distorsión angular junto con nivel de desempeño fue de mucha importancia para poder establecer las capacidades de deformación de los muros.

La esbeltez resultó ser un factor importante, ya que se determinó que al aumentarla, la capacidad de deformación aumentó en el estado límite de resistencia. En los muros que se utilizaron refuerzo horizontal de cuantía mayor a 0.05%, mostraron aumento en los niveles de deformación en los tres últimos estados límites (ELDC, ELR y ELU) (Astroza y Schmidt, 2004). (Figura 1.9).

Leyenda:

- Estado límite de Servicio (ELS)
- Estado límite Operativo (ELO)
- Estado límite de Daño Controlado (ELDC)
- Estado límite Último (ELU)

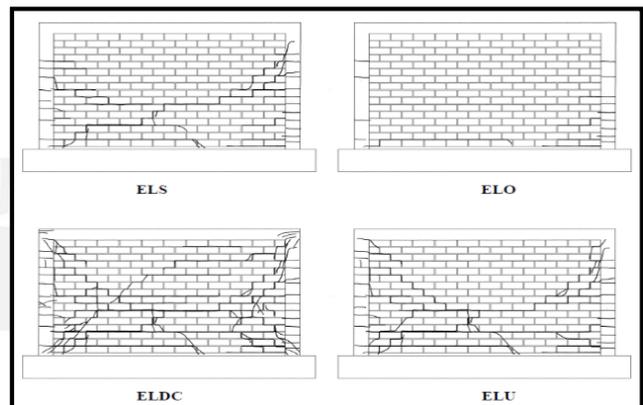


Figura 1.9 Estados de daños para los estados límites ELS, ELO, ELDC y ELU (Astroza y Schmidt, 2004)

En el año 2007, Salinas y Lazares realizaron ensayos de prismas y muretes con albañilería tubular, los cuales fueron sometidos a cargas cíclicas laterales. De esta manera se determinó características como resistencia, módulo de corte y módulo de elasticidad del muro de albañilería confinada. Se concluyó que este sistema tiene un comportamiento frágil ante las cargas sometidas (Salinas y Lazares, 2007).

En Colombia, se realizó una investigación a cargo de Paéz, Rojas y Montaña, dicha investigación consistió en la implementación del acero grafilado como refuerzo horizontal para muros de albañilería, para lo cual se ensayaron 25 muros que se dividieron en 5 grupos y cada grupo se componía de 5 muros de iguales características. El primer grupo sería de referencia (muros sin reforzamiento) y los otros 4 grupos variaban en su cantidad y ubicación del refuerzo de acero. (Figura 1.10)

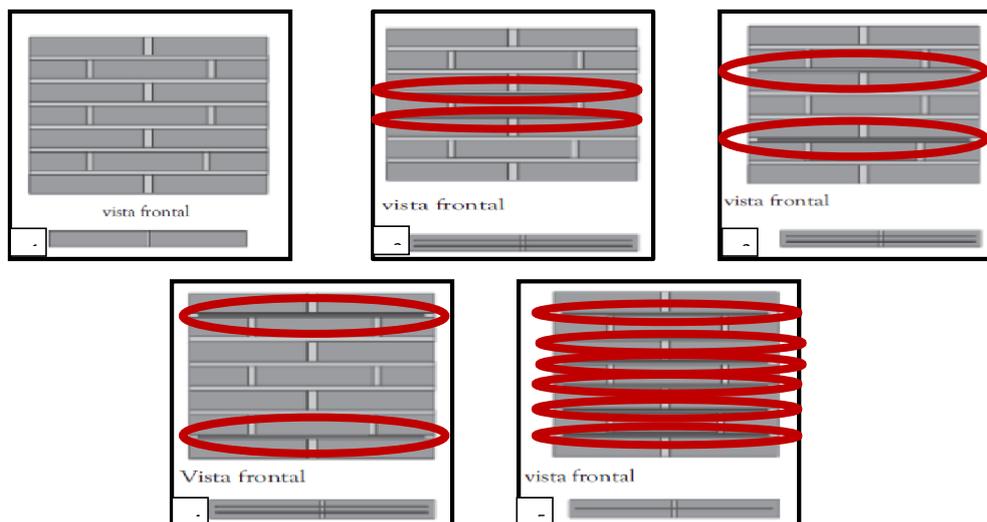


Figura 1.10 Estructuras de los muros 1, 2, 3,4 y 5 (Paéz et al, 2009)

Los resultados demostraron que los muros con refuerzo obtuvieron un aumento en la resistencia al corte frente a los muros no reforzados. Asimismo, el aumento de la fuerza cortante está directamente relacionado con la ubicación de los grafiles, debido a que la cercanía del refuerzo al centro del muro genera que la resistencia al corte sea aumentada en mayor proporción (tabla 1.1) (Paéz et al, 2009).

Tabla 1.1 Esfuerzo cortante máximo de los tipos de muros (Paéz et al, 2009)

MUROS TIPO	ESFUERZO CORTANTE MÁXIMO f_v (MPa)	INCREMENTO (MPa)
1	0,63	---
2	1,19	0.56
3	0,92	0.29
4	0,75	0.12
5	1,07	0.44

En el año 2012, Araoz y Velezmoro estuvieron a cargo de un estudio, el cual consistía en obtener una manera preventiva para el colapso sísmico de viviendas edificadas con ladrillo pandereta. Usando como reforzamiento malla electrosoldada, comparando dos muros: uno reforzado (M2) y otro sin reforzar (M1). A su vez determinando si era económicamente viable o no realizar este tipo de reforzamiento. Al final del ensayo, se obtuvieron resultados satisfactorios en los que la resistencia máxima había aumentado en 42% en comparación al muro sin reforzar. (Figura 1.11). En lo que se refiere a lo económico, se determinó que era muy favorable, pues a pesar que implicaba un incremento de 23% en el reforzamiento, este costo se podía ver disminuido si compara con otros costos en la construcción (Velezmoro y Araoz, 2012).

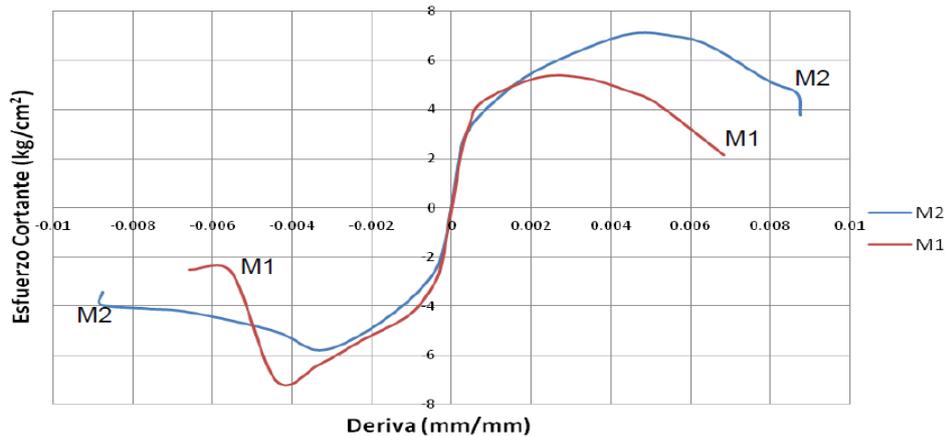


Figura 1.11 Evolventes de esfuerzo vs deriva (Velezmoro y Araoz, 2012)

Con los avances de la tecnología y los cambios en las técnicas de construcción, se ha puesto en marcha reforzamiento de polímeros fibro-reforzados (FRP) como solución para cargas sísmicas o asentamientos diferenciales. Para poder demostrar que existe un beneficio en la resistencia de los muros, en el 2013 el ingeniero Hernández ensayó dos muros de mampostería confinada a escala natural, los cuales fueron construidos con piezas block y mortero tipo 1. El primer muro se utilizó un refuerzo con varillas de fibra de vidrio (GFRP) colocados en forma horizontal sobre las juntas de mortero y el segundo muro no se reforzó para poder hacer la comparación. (Figura 1.12).

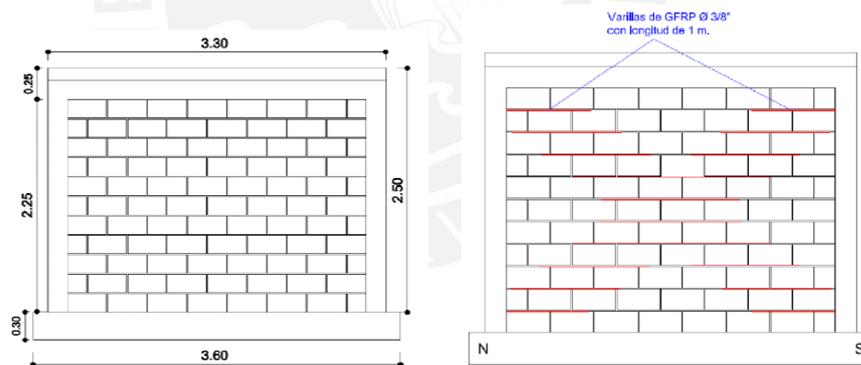


Figura 1.12 Muro sin refuerzo (izq.) y muro reforzado (der.) (Hernández, 2013)

Luego de los ensayos se pudo demostrar que el refuerzo en diagonal con varillas entre el mortero ayuda a mejorar el comportamiento mecánico del muro el cual fue sujeto a carga lateral luego del primer agrietamiento. El muro con refuerzo resistió 1.53 veces la resistencia del muro sin reforzar. La rigidez se vio afectada de forma positiva en el muro reforzado. No modifica la apariencia del muro, además es fácil su implementación; es decir, la mano especializada no es de mucha necesidad (Figura 1.13) (Hernández y Ramírez, 2013).

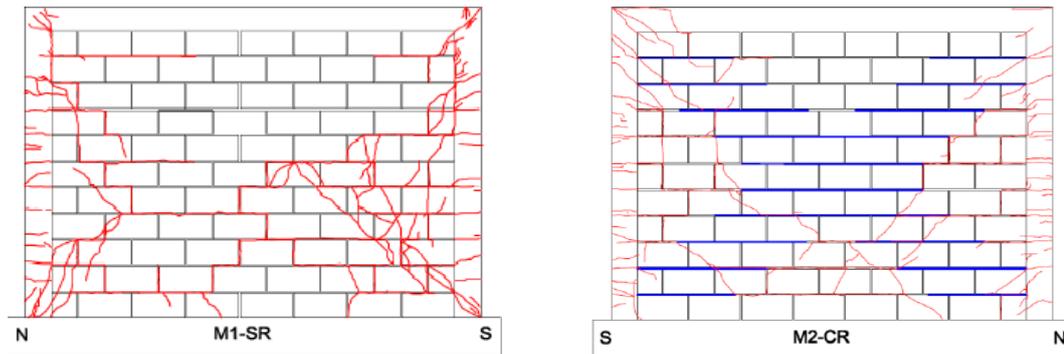


Figura 1.13 Distribución de las grietas de los dos muros no reforzado y reforzado (Hernández y Ramírez, 2013)

En el año 2015, Mamani realizó una investigación para estudiar el comportamiento mecánico de dos muros de albañilería tubular confinada reforzada con malla electrosoldada (MR-01, MR-02) bajo cargas sísmicas y gravitacionales. En el estudio realizado, se utilizó prismas y muretes para poder determinar las características mecánicas, y con ello, se dio paso a ensayo a escala natural de los muros confinados.

Con la interpretación de los resultados, se elaboró un informe, en el cual se demostraba que los refuerzos con malla electrosoldada mejoraron la resistencia, limitaron la trituración del ladrillo bajo cargas de gran magnitud; además, se registró que; el módulo de corte aumentó en un 46% y la rigidez lateral en un 19%, todo ello, en comparación con lo hallado los ensayos de pilas y muretes. Con lo que a mayor carga vertical (P_{ver}) mejor comportamiento tuvo el muro. (Figura 1.14) (Mamani, 2015).

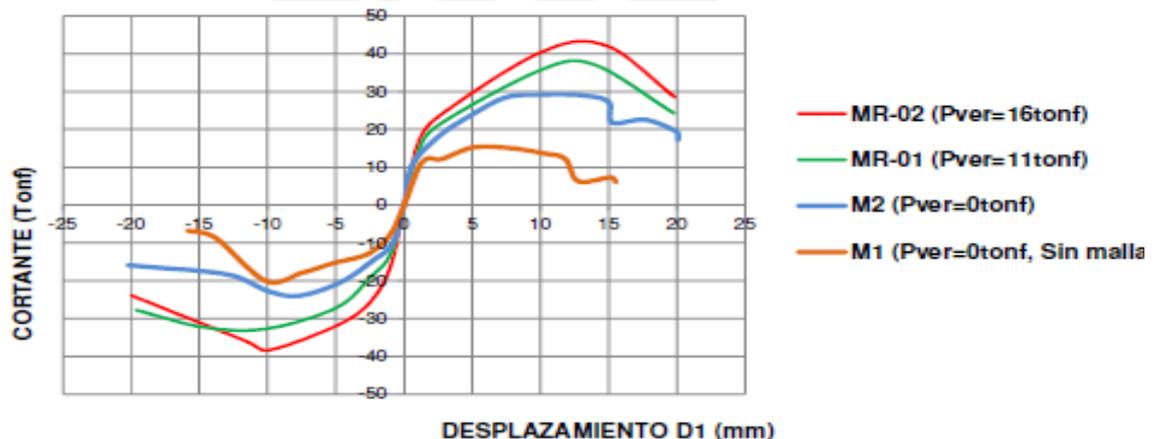


Figura 1.14 Comparación de envolventes Cortante-Desplazamiento (Mamani, 2015)

Además, el Perú y los países del norte (Colombia, México, Ecuador, etc.) no son los únicos países con interés en los sistemas de reforzamiento de muros de albañilería confinada, ya que en el año 2005, la Universidad Austral de Chile mandó a realizar un estudio que se basó en el análisis experimental de muretes de albañilería simple reforzados con malla de fibra de vidrio. Se escogió

este material debido a que, en la industria de ese país, la construcción ha estado buscando materiales y técnicas alternativas, las cuales puedan generar mayores beneficios tanto económicos como estructurales. Se compararon tres tipos de materiales de refuerzo antes de escoger la fibra de vidrio. (Figura 1.15)

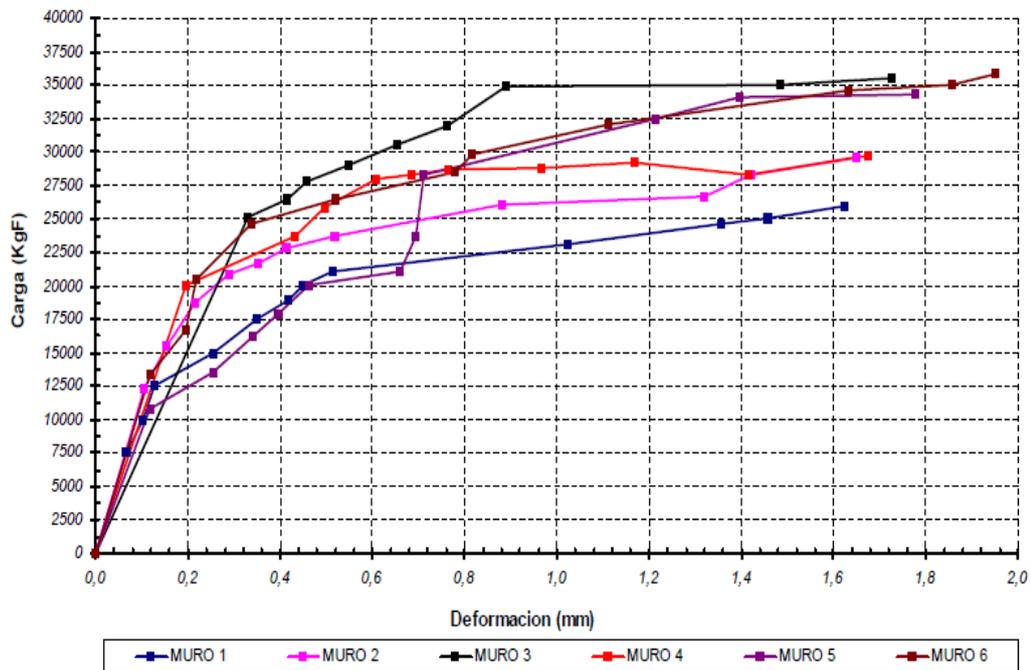


Figura 1.15 Gráfico de Carga vs Deformación de los seis muretes ensayados (Farfál, 2005)

Y, con ella se pasó finalmente a compararla con las mallas electrosoldadas ACMA, un tipo de refuerzo muy utilizado para muros de albañilería.

Con los resultados obtenidos en los ensayos se pudo generar conclusiones que fueron presentadas: por ejemplo, la malla de fibra de vidrio aumentan la resistencia del murete y disminuye la aparición de fisuras cumpliendo su objetivo principal.

Por otro lado, al ser comparada con la malla ACMA, se pudo notar que la fibra obtuvo mayores deformaciones antes de la primera fisura y el primer colapso. Y en porcentaje logró soportar agrietamientos 8.3% mayor antes de la rotura y 18.1% más resistente en cargas. Con todo lo explicado con anterioridad, estos datos pueden ser usados para probarlo a escala real con muros de albañilería confinado (Figura 1.16) (Farfal, 2005).

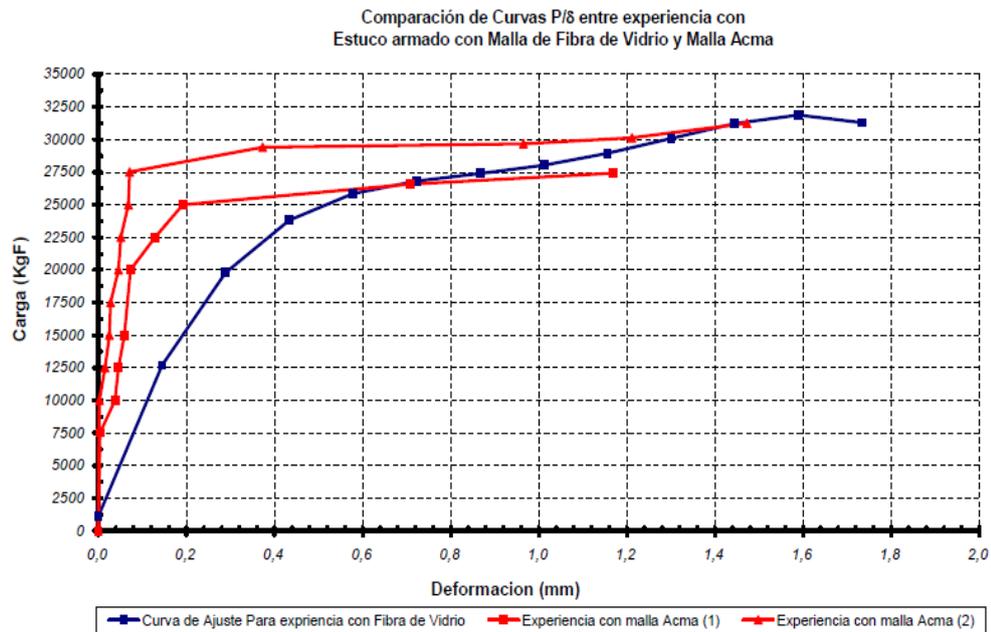


Figura 1.16 Gráfico de Carga vs Deformación de los seis muretes ensayados (Farfál, 2005)

Para entender mejor la forma en la cual actúa la adherencia entre el mortero y la albañilería se puede decir que esta es una característica propia de los morteros, pues tienen a adherirse a elementos con el cual están en contacto. A pesar de la importancia de este elemento, antes no existía ninguna investigación acerca de la resistencia que este poseía. Con esta interrogante de por medio se pasó a concluir que a mayor relación de cemento en comparación con arena, la resistencia aumentaba en la misma proporción (Cabrera, 1995).

En el año de 1997, se realizó una investigación para la modificación de diseño sismo resistente mediante modificaciones y recomendaciones, para lo cual se tomó experiencias analíticas y ensayos de laboratorios realizado por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) por 15 años. Los dos factores esenciales que se tomaron a consideración fueron las alternativas de los elementos a utilizar y la confianza de las propiedades mecánicas de los mismos elementos estructurales.

Finalizada la investigación se pudo concluir que a pesar que la mampostería no posee las mismas propiedades estructurales que otros materiales para poder disipar energía mediante la deformación en el rango inelástico, con estos muros se pueden generar curvas de capacidad con una ductilidad apropiada. (Tabla 1.2)

Tabla 1.2 Valores promedio según el tipo de mampostería (Castilla, 2007)

Valores promedio de f_m para Venezuela	
Tipo de Mampostería	f_m(k/cm²)
Bloques huecos de arcilla	15 a 20
Bloques de concreto estructural	50 a 80
Bloques de concreto de menor calidad	20 a 30
Ladrillos macizos de arcilla de mejor calidad	150 a 160
Ladrillos macizos de arcilla de menor calidad	80 a 100

Además, el proceso constructivo genera un cambio tanto positivo como negativo en la resistencia y ductilidad de la mampostería, dependiendo si se hace un control de calidad o no.

En el año 2012, Gladys Villa García, Daniel Quiun y Marcial Blondet realizaron una investigación sobre el mejoramiento del comportamiento sísmico de las edificaciones de Haití: Estudio de la posibilidad de introducir la albañilería confinada”. En el terremoto del 2010 en Haití se demostró que la albañilería usada con bloques de concreto artesanales construidos en ese país no eran sismo resistentes debido a que no seguían un código o norma sísmica y solo eran construidos sin ningún control, en su mayoría, por la experiencia. Por ello, el proyecto se enfocó en introducir mejoras al comportamiento sísmico de la albañilería típica de Haití, mejorando su ductilidad. Con este fin se elaboró un molde para preparar unidades artesanales de concreto de geometría similar a los bloques haitianos. Los componentes de estos bloques se dosificaron para dar una resistencia a compresión baja y se construyeron muros de albañilería a escala natural cambiando el proceso constructivo; se construyeron pilas y muretes para ser luego ensayadas a compresión axial y diagonal. El objetivo principal de este proyecto fue probar la posibilidad de introducir la albañilería confinada en Haití. (Villa et al , 2012).

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS TEÓRICO Y DISEÑO DE LOS MUROS A ESCALA NATURAL

En el presente capítulo se dará paso al diseño de los elementos de confinamiento de los muros de albañilería a ensayar. Se presentará un sustento teórico de todos los cálculos realizados en cada elemento y el uso de datos de laboratorio de los ensayos de pilas y muretes usados.

2.1. Resultados de pilas y muretes

Los resultados de los ensayo de pilas y muretes son muy importantes al momento del diseño de los elementos de los muros a escala, pues para obtener resultados realmente cercanos a la realidad se tienen que construir especímenes representativos de tal forma que el comportamiento estructural de los muros calculado teóricamente sea el más cercano a los ensayos en el laboratorio.

Para lo cual se utilizaron resistencias características de la albañilería como lo es la resistencia a la compresión axial y diagonal ($f'm$ y $v'm$).

Para el cálculo de la resistencia axial, se utilizaron cuatro especímenes con las características que se mostraran a continuación en la figura 2.1

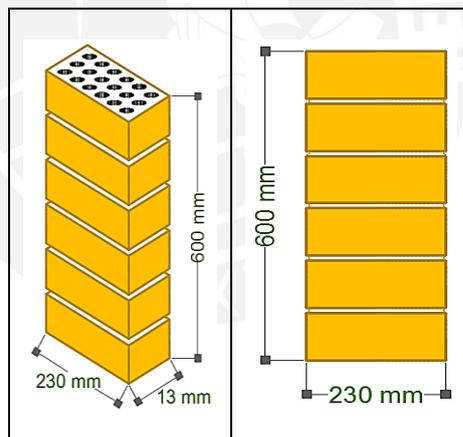


Figura 2.1 Dimensiones nominales de las Pilas (SENCICO, 2017)

Se ensayaron las pilas con una gata hidráulica de capacidad de 200 ton y una bomba con 600 BAR de capacidad a un velocidad de 0.5 mm/ min. El software utilizado para transformar las toneladas a KN fue el LABVIEW. El uso de dos LVDT's en ambas caras de las pilas fue necesario para obtener una lectura global en todo el proceso del ensayo.

Se mostrará el comportamiento de las 4 pilas ensayadas en su eje axial en un diagrama de Carga axila vs. Desplazamiento axial (figura 2.2).

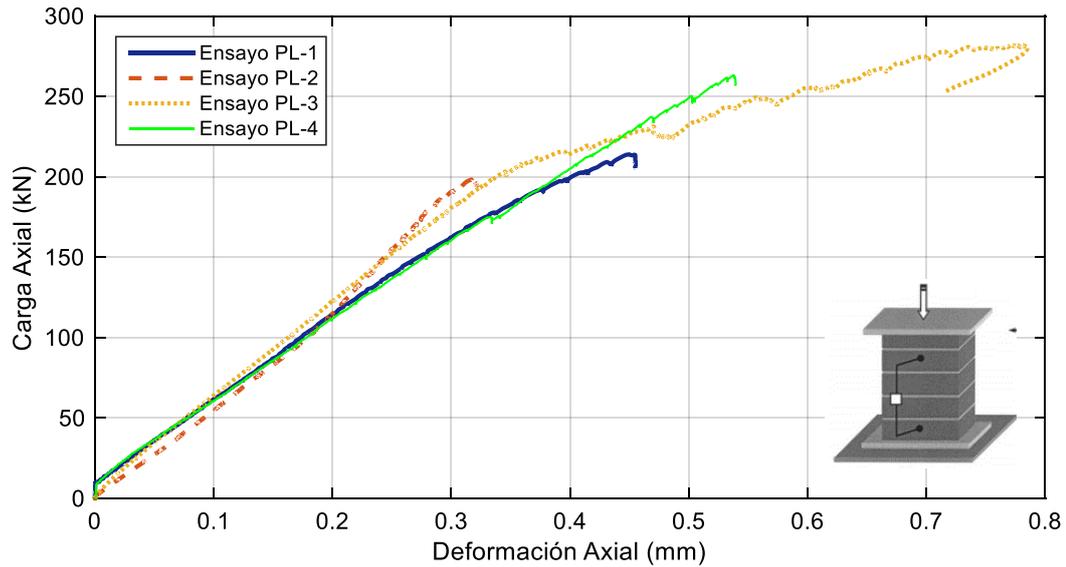


Figura 2.2 Carga axial Vs. Desplazamiento axial (Local) (SENCICO 2017)

Se calculó la resistencia axial como la división de la carga de rotura entre el área bruta.

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

Tabla 2.1 Resistencia a la compresión axial de las pilas

Especímen	Dimensiones			Esbeltez (h/t)	P max (kN)	Área (m ²)	fm (MPa)	Factor de corrección Esbeltez	f'm corregido (MPa)
	L (mm)	t (mm)	H (mm)						
PL-1	235	125	592	4.74	317.96	0.02938	10.82	0.99	10.69
PL-2	234	127	590	4.65	292.23	0.02972	9.83	0.99	9.72
PL-3	235	126	593	4.71	282.1	0.02961	9.53	0.99	9.41
PL-4	236	125	590	4.72	323.52	0.02950	10.97	0.99	10.84

* Factor h: Corrección por esbeltez

Donde:

l : largo de la pila

t :espesor de la pila

H: altura de la pila

f'm: resistencia axial característica

fm: resistencia axial

El **fm** (promedio) resultó 10.16 MPa la desviación estándar 0.705 MPa y el **f'm** resultó con el valor de 9.46 MPa.

Para el cálculo del módulo de elasticidad de cada una de las 4 pilas se utilizó la gráfica de fuerza vs desplazamiento (figura 2.2) en donde el rango linealmente elástico se definió como puntos el 10% y 50% de la carga máxima de la gráfica. Se pusieron los datos de la carga y desplazamiento de estos puntos en la tabla 2.2. Además de los sensores en cada cara de las pilas.

Tabla 2.2 Datos para el cálculo del módulo de elasticidad

Espécimen	Sensor	Distancia LVDT (mm)	Área (m ²)	P max (50%) (kN)	D (50%) (mm)	P max (10%) (kN)	D (10%) (mm)
P01	Anterior	300	0.02938	159.0	0.292	63.592	0.105
	Posterior	300		159.0	0.274	63.592	0.094
P02	Anterior	300	0.02972	146.1	0.240	58.446	0.106
	Posterior	300		146.1	0.206	58.446	0.056
P03	Anterior	300	0.02961	141.1	0.231	56.42	0.087
	Posterior	300		141.1	0.175	56.42	0.058
P04	Anterior	300	0.02950	161.8	0.302	64.704	0.108
	Posterior	300		161.8	0.178	64.704	0.059

Luego se calculó de deformación unitaria y los esfuerzos de cada sensor en cada cara del muro. El módulo de elasticidad es:

$$E_m = \text{promedio} \left(\frac{\text{Esfuerzo}}{\text{Deformación unitaria}} \right)$$

Tabla 2.3 Cálculo del módulo de elasticidad

Espécimen	Sensor	Deformación unitaria	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	E (por LVDT)	Em promedio (MPa)
P01	Anterior	0.00062	5.41	2.16	5203.9	5203.9
	Posterior	0.00060	5.41	2.16	-	
P02	Anterior	0.00045	4.92	1.97	6609.5	6609.5
	Posterior	0.00050	4.92	1.97	-	
P03	Anterior	0.00048	4.76	1.91	5950.4	5950.4
	Posterior	0.00039	4.76	1.91	-	
P04	Anterior	0.00065	5.48	2.19	5100.8	5100.8
	Posterior	0.00040	5.48	2.19	-	

El E_m (promedio) de las 4 pilas resultó 5716.2 MPa.

Según la norma E.070 el módulo de elasticidad se calcula como $E_m = 500 f'_m$. Obteniendo un E_m teórico de 4730 MPa menor que le calculado mediante ensayos (5716.2 MPa), es decir, una diferencia del 21%.

Para el cálculo del módulo de corte representativo se ensayaron 4 muretes a compresión diagonal cuyas dimensiones de diseño se presentaran a continuación (figura 2.3).

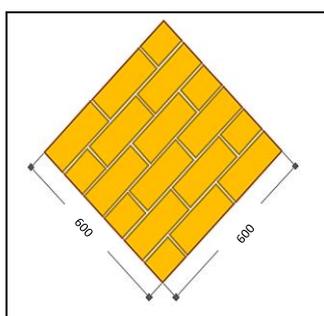


Figura 2.3 Dimensiones nominales de los muretes (SENCICO 2017)

El ensayo de los muretes consistió en la aplicación de carga de 10 KN/min hasta que el murete falle.



Figura 2.4 Vista global de los dispositivos de ensayo a compresión diagonal (SENCICO 2017)

Para el cálculo de la fuerza cortante de los muretes se utilizó la siguiente fórmula:

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

Los resultados de estos cálculos se presentan en la tabla 2.3

Tabla 2.4 Característica de los muretes (Carga 10 kN/min)

Especímen	Dimensiones			P Max	Área	vm
	L (mm)	t (mm)	H (mm)	kN	m2	Mpa
MT-1	610.0	125.5	607.0	137.8	0.10800	1.28
MT-2	605.5	127.0	601.5	139.3	0.10839	1.29
MT-3	604.0	125.5	601.0	151.5	0.10693	1.42
MT-4	607.5	126.5	604.5	170.9	0.10841	1.58

Donde:

L : largo del murete

t : espesor del murete

H: altura del murete

El **vm** (promedio) de los 4 muretes resultó 1.39 MPa la desviación estándar 0.14 MPa y el **v'm** resultó con el valor de 1.25 MPa.

Para el cálculo del módulo de corte de los muretes de albañilería, se utilizaron los datos registrados por el LVDT's colocados en formar vertical y horizontal como se indican la figura 2.4. Se elaboró una gráfica de fuerza desplazamiento de los cuatro muretes (figura 2.5).

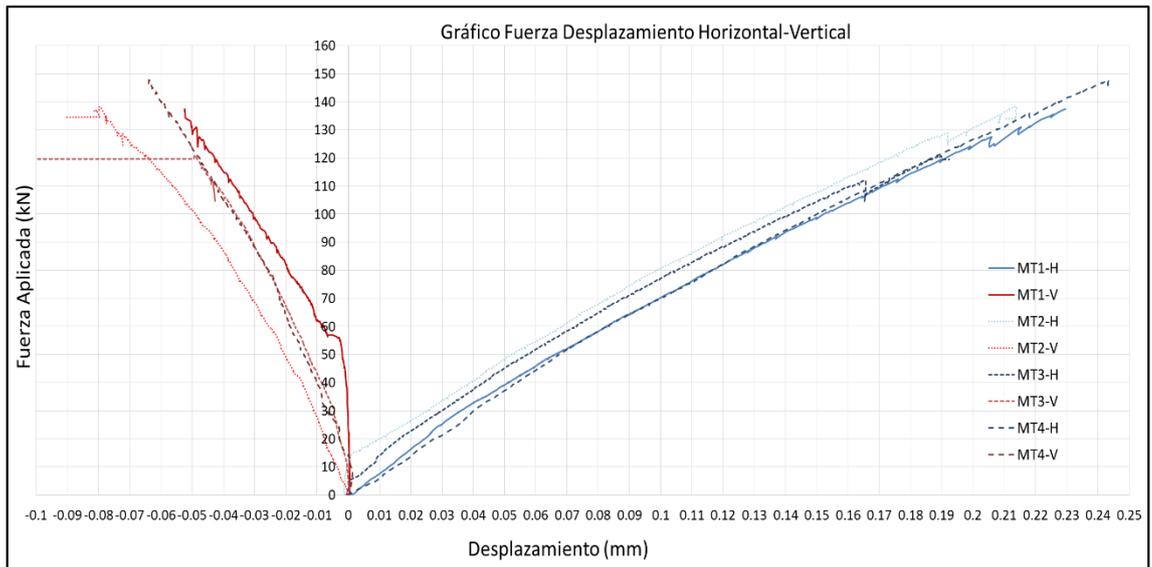


Figura 2.5 Gráfico Fuerza vs. Desplazamiento Horizontal – Vertical del murete

Con la mostrada se tomaron los puntos en el 20 y 50% de la fuerza máxima para cada murete y se mostrará en la siguiente tabla 2.5.

Tabla 2.5 Datos de los muretes a 20 y 50% de la carga máxima

Murete	Sensor	Distancia (mm)	20% Carga Máx.		50% Carga Máx.	
			V(kN)	D(mm)	V(kN)	D(mm)
MT-1	Vertical	400	27.6	0.0325	68.8	0.0953
	Horizontal	400	27.6	0.0001	68.8	0.0123
MT-2	Vertical	400	27.8	0.0219	69.6	0.083
	Horizontal	400	27.8	0.0100	69.6	0.030
MT-3	Vertical	400	30.4	0.0220	75.7	0.075
	Horizontal	400	30.4	0.0037	75.7	0.017
MT-4	Vertical	400	34.2	0.0397	85.5	0.096
	Horizontal	400	34.2	0.0067	85.5	0.023

Con estos datos se utilizó las siguientes ecuaciones para el esfuerzo cortante y la distorsión angular, además se utilizó la figura 2.9 para la nomenclatura utilizada:

$$\tau_{xy} = \frac{P}{\sqrt{2}bt}$$

$$\gamma_{xy} = \left(\tan \alpha \pm \frac{1}{\tan \alpha} \right) \left(\frac{\delta v + \delta h}{2d} \right)$$

$$G = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{xy}}$$

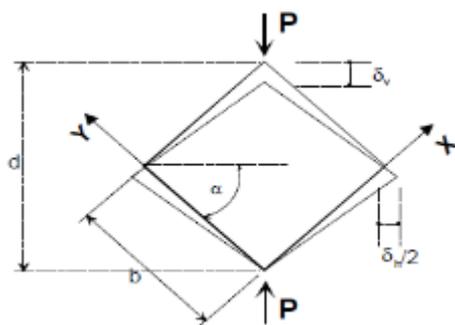


Figura 2. 6 nomenclatura del murete (V Bosiljkov, 2005)

Se obtuvieron los módulos de corte de cada uno de los muretes y luego se utilizó el promedio y la desviación estándar para obtener el módulo de corte corregido (tabla 2.6)

Tabla 2.6 Cálculo de módulo de corte de muretes de albañilería

Espécimen	Deformación unitaria	var σ (MPa)	def angular	G(MPa) promedio
MT-1	0.000157	0.3827	0.000187	2041.87
	0.000031			
MT-2	0.000152	0.3857	0.000203	1904.25
	0.000051			
MT-3	0.000132	0.4251	0.000166	2554.24
	0.000034			
MT-4	0.000141	0.4730	0.000183	2586.72
	0.000041			

El G_m (promedio) resultó 2272 MPa.

Con ello se obtuvo la siguiente tabla de propiedades de la albañilería:

Tabla 2.7 Propiedades mecánicas de la albañilería

Albañilería		
Módulo de elasticidad (E_m)	5716	MPa
Módulo de corte (G_m)	2272	MPa
Resistencia característica (f'_m)	9,46	MPa
Resistencia al corte (v'_m)	1,25	MPa

Con las propiedades mecánicas y tomando $f'_c=17$ MPa (sacado del promedio de los resultados ensayos de probetas de columnas y vigas), se trabajó en el diseño de los muros a escala natural estos muros serían construidos con ladrillos comercial kk de 18 huecos (figura 2.7).

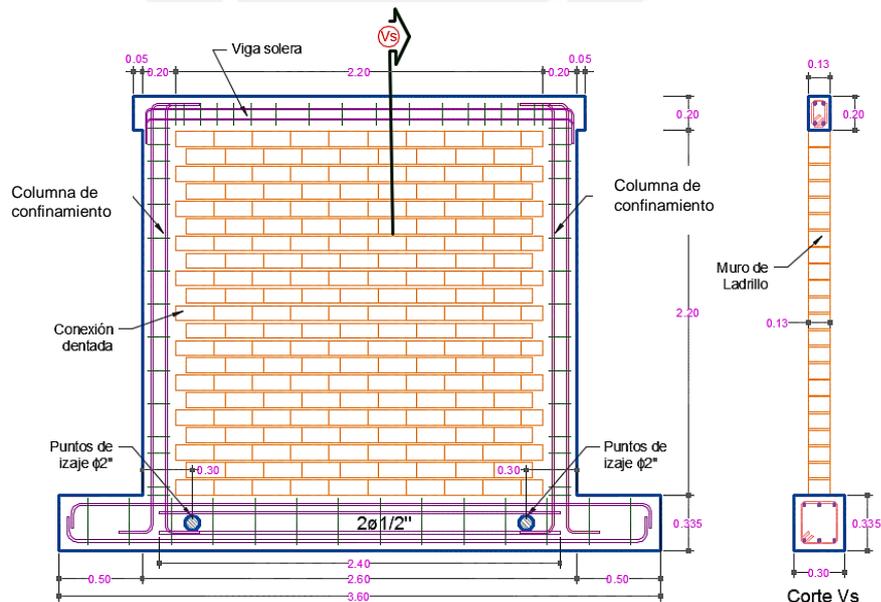


Figura 2.7 Dimensiones del muro de albañilería confinada (SENCICO, 2016)

2.2 Sección transformada de los muros

De acuerdo a la Norma Técnica E.070, si se desea obtener las propiedades del muro a ensayar (momento de inercia), se tiene que usar el criterio de sección transformada lo que significa tener que convertir los elementos de confinamiento vertical (columnas de concreto armado) en elementos equivalentes de albañilería.

La sección transformada se muestra (figura 2.8). El valor “n” es el cociente del módulo de elasticidad del concreto entre el módulo de elasticidad de la albañilería.

Siendo $E_c = 1500 \times (f'c)^{1/2}$.

De forma que el ancho de la columna transformada será el ancho de la columna multiplicada por un factor $n = \frac{E_c}{E_m} = 3.36$. El nuevo ancho de la columna es de 0,44 m.



Figura 2.8 Sección transformada del muro de albañilería

La inercia (I_{equi}) para el muro de ladrillos de arcilla es igual a:

$$I_{equi} = \left(\frac{0,44 \times 0,2^3}{12} + 0,44 \times 0,2 \times (1,2)^2 \right) + \left(\frac{0,13 \times 2,2^3}{12} \right) + \left(\frac{0,44 \times 0,2^3}{12} + 0,44 \times 0,2 \times (1,2)^2 \right)$$

$$I_{equi} = 0,36 \text{ m}^4$$

El área de la sección transversal del muro (de la sección transformada “A”), se obtiene de la siguiente manera:

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

El factor de forma (f): Es el área total de la sección transformada entre el área del alma

$$f = \frac{0,44 \times 0,2 \times 2 + 2,2 \times 0,13}{2,60 \times 0,13} = 1,37$$

2.3. Cálculo de la rigidez lateral

Para la rigidez lateral elástica que se asumirá en el muro será calculado con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{E_m}{\frac{h^3}{3 \times I_{equi}} + (f \times h \times \frac{E_m}{G_m \times A})}$$

Donde:

K = Rigidez lateral (kN/m)

E_m = Módulo de elasticidad experimental.

h = Altura del muro, desde la base hasta el eje de carga (2,3 m).

I_{equi} = Inercia de la sección transformada (m⁴)

f = Factor de forma.

G_m = Módulo de corte experimental (kN/m²)

A = Área de la sección transversal del muro (m²)

$$K = \frac{E_m}{\frac{2.30^3}{3 \times I_{equi}} + (f \times h \times \frac{E_m}{G_m \times A})}$$

$$K = 200.56 \cdot 10^3 \text{ kN/m}$$

2.4. Fisuración en tracción por flexión

Para el cálculo del esfuerzo a tracción crítico se usará la siguiente ecuación:

$$\sigma_{tracción} = \frac{M \times y}{I_{equi}}$$

Donde:

$$\sigma_{tracción} = \frac{f \cdot t}{n} = 2x\sqrt{f'c}/n$$

$$\sigma_{tracción} = 2x \frac{\sqrt{170}}{3.36} = 7.77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.76 \text{ MPa}$$

Este esfuerzo por flexión es ocasionado por la carga lateral.

$$F = \frac{(\frac{2x\sqrt{f'c}}{n})}{h \times y} \times I_{equi}$$

Donde:

σ_{tracción}: Esfuerzo de tracción máximo.

F: Capacidad de tracción del concreto (Fuerza asociada a la aparición de la primera fisura).

n: E_c / E_m = 3.36

y: Distancia al centroide de la fibra más traccionada = 130 cm.

M: Momento debido a la fuerza horizontal = F x h.

f't: Resistencia a tracción por flexión del concreto.

h: altura del muro al centro de la viga solera

Obteniendo:

$$F = \frac{\left(\frac{2 \times \sqrt{170}}{3.36}\right)}{(130) \times (230)} \times 0.36 \times 10^8 = 9.34 \text{ tn} = 91.57 \text{ kN}$$

2.4 Agrietamiento diagonal teórico

Se hizo la evaluación de la resistencia al agrietamiento diagonal del muro según la norma E.070 para unidades de arcilla:

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

Donde:

V_m : Resistencia teórica al agrietamiento diagonal

v'_m : Resistencia a corte diagonal de los muretes = 1.25 MPa.

t : Espesor total del muro = 0.13 m.

L : Longitud total del muro, incluyendo el peralte de las columnas = 2.60 m.

F : Factor de reducción por efecto de la esbeltez = $L/h = 1$.

P_g : Carga axial (en el caso evaluado se consideró la carga igual a 0)

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

2.5 Resistencia asociada a la falla por flexión

La resistencia de la parte inferior de la columna se calculó como:

$$M_n = A_s \times f_y \times d = 442.2 \text{ kN.m}$$

Donde:

M_n : Momento flector nominal máximo

A_s : área de refuerzo vertical en el extremo del muro ($4 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$) = 5.08 E-4 m^2

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo = 420 Mpa

d : Peralte efectivo del muro = $0.80 L = 2.08 \text{ m}$

V_f : fuerza cortante asociada a la fluencia del refuerzo vertical.

h : Altura del muro, desde la base hasta el eje de aplicación de la carga = 2.30 m.

Por lo que la fuerza cortante resultó:

$$V_f = \frac{A_s \times f_y \times d}{h}$$

$$V_f = 192.3 \text{ kN}$$

2.6 Tipo de falla esperado

Tomando en cuenta las fuerzas de corte 192 kN y la resistencia a fuerza cortante $v_m = 211 \text{ kN}$ se puede decir que el tipo de falla esperado es por flexión.

2.7 Diseño de los muros

2.7.1. Diseño de los elementos de confinamiento

Tomando en cuenta las propiedades mecánicas de la albañilería y expresiones según la Norma Técnico E.070, se empezó a hacer el diseño de los confinamientos de los muros MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 Y MA-SQ-LR3.

Se hizo la evaluación de la resistencia al agrietamiento diagonal del muro según la norma para unidades de arcilla, ya antes mencionada:

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

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

2.7.1.1 Diseño de las vigas soleras

Para su diseño se decidió que esta soportaría una tracción igual a $0.5 V_m = 105.5 \text{ kN}$

El refuerzo longitudinal será expresado de la siguiente manera:

$$A_s = \frac{T}{s \times f_y}$$

$$A_s = \frac{105.5 \text{ kN}}{0.9 \times \frac{42 \text{ kN}}{\text{m}^2} \times 10^4} = 2.79 \text{ E}^{-4} \text{ m}^2$$

Lo que se colocó en el diseño fueron varillas de $4 \text{ } \phi 1/2''$ ($5.08 \text{ E}^{-4} \text{ m}^2$) como refuerzo longitudinal. Para la elección de los estribos de los vigas soleras se utilizaron los de $1/4''$ y su distribución fue de $1 @ 0.05 \text{ m}$, $4 @ 0.10 \text{ m}$ y resto $@ 0.20 \text{ m}$. El uso de ganchos de $3/8''$ en cada esquina para evitar falla locales se tomó en consideración. (figura 2.9).

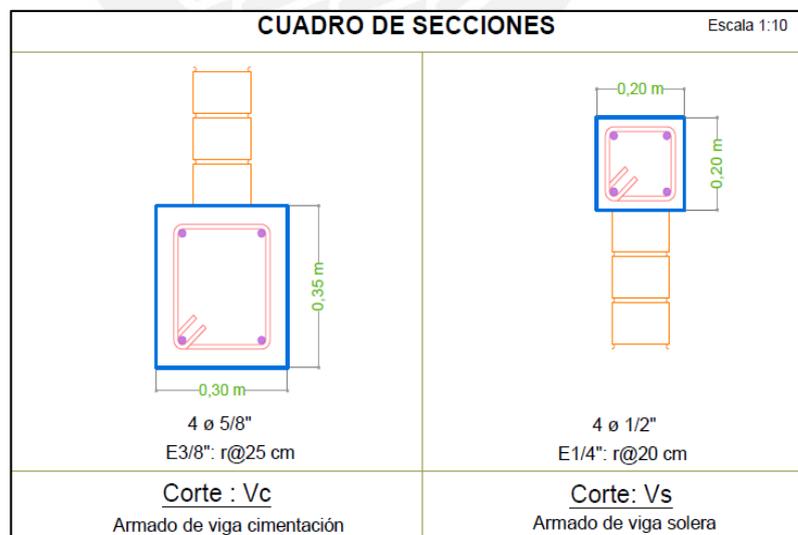
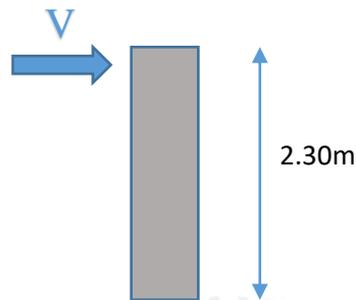


Figura 2.9 Detalle viga de cimentación y viga solera

2.7.1.2 Diseño de las columnas de confinamiento

El diseño de las columnas se tomó en cuenta su gran importancia, al tener que soportar la totalidad de la carga cuando la albañilería falla por agrietamiento diagonal. En su diseño no se considera el momento flector pero si se tomó las fuerzas axiales de tracción y compresión para ello.

Para el cálculo de las fuerzas internas se tomó una altura de 2.30 m, la resistencia a compresión de concreto a utilizar fue de 16.77 MPa.



El momento se calculó con $M_u = V_m \cdot h$

$$M_u = 211 \times (2.3) = 485.3 \text{ kN.m}$$

Las fuerzas cortantes serán determinadas como:

$$M = M_u - V_m \times \frac{h}{2}$$
$$F = \frac{M_u - V_m \times \frac{h}{2}}{L}$$

Donde:

F= fuerza axial producida por el momento según la norma E.070

M_u = en momento de diseño (kN.m)

V_m =Resistencia a tracción diagonal (kN)

h =altura de la columna

N_c = número de columnas (2)

$L_m = L$ = longitud del muro

$$F = \frac{485.3 - 211 \times \frac{2.4}{2}}{2.6} = 89.27 \text{ kN} = C$$

Las fuerzas de corte (V_c) se determinaron como :

$$V_c = \frac{1.5 \times V_m \times L_m}{L (N_c + 1)}$$
$$V_c = \frac{1.5 \times 211 \text{ kN} \times 2.4 \text{ m}}{2.4 \text{ m} (2 + 1)} = 105.5 \text{ kN}$$

Ahora el diseño por compresión será de la siguiente manera

Con el cálculo del área del núcleo como:

$$A_n = A_s + \frac{\frac{C}{s} - A_s \times f_y}{0.85 \times \delta \times f'_c}$$

$$A_n = 5.08E^{-4} + \frac{\frac{89.27kN}{0.7} - 5.08 \times 10^{-4} m^2 \times 420000 \frac{kN}{m^2}}{0.85 \times 0.8 \times 17000 kN/m^2} = 0 m^2$$

Área de núcleo colocado es de 0.08 cm x 0.15 cm = 1.2 E-2 m²

Se pasó a hacer el diseño por corte –fricción con el uso del f'c (esfuerzo máximo de compresión del concreto):

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.20 \times s \times f'_c}$$

$$A_{cf} = \frac{105.5kN}{0.20 \times 0.85 \times 17000 kN/m^2} = 3.65 \times 10^{-4} m^2$$

El área de la sección de concreto colocada fue de:

En el cálculo del refuerzo vertical (considerando Ac= 0.13x0.2=0.026 m²) se realizó de la siguiente manera:

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.10 f'_c \times A_c}{f_y} = \frac{0.10(17000) \cdot A_c}{420000} = 1.05 \times 10^{-4} m^2$$

En donde el A_{sf} es el acero requerido por fricción y el A_{st} es el acero requerido por tracción.

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \times \mu \times s} = \frac{105.5kN}{420000 \frac{kN}{m^2} \times 0.85 \times 1} = 290 mm^2$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y \times s} = \frac{89.27kN}{420000 \frac{kN}{m^2} \times 0.85} = 250 mm^2$$

Acero colocado:

4 varillas de ½” (Área = 508 mm²)

Diseño de los estribos

Para ello se tomó lo siguiente:

Área del concreto de la columna Ac= 0.13 x 0.20 = 0.026 m²

Área de corte de los estribos Av_{estribos}= 2 x (π(2.54/4)²/4) = 6.4 E-5 m²

Área del núcleo confinado con recubrimiento de 2 cm An= (0.16 x 0.09) =0.014 m²

Luego los espaciamientos de estribos por compresión se dan con S1, S2, S3 y S4

$$S1 = \left(\frac{A_v \times f_y}{0.3 \times 0.09 \times f_c \left(\frac{A_c}{A_n} - 1 \right)} \right) = \frac{(6.4 E-5 \times 420)}{0.3 \times 0.09 \times 17 \left(\frac{0.260}{0.144} - 1 \right)} = 0.07 m$$

$$S2 = \frac{A_v \times f_y}{0.12 \times 0.09 \times f_c} = \frac{(6.4 E-5 \times 420)}{0.12 \times 0.09 \times 17} = 0.014 m$$

S3= 1/4d o 0.05 m, se elige el mayor

S4=0.10 m

Con lo calculado se decidió que la distribución de los estribos sería de 1 @ 0.05m , 4 @ 0.10m y resto @ 0.20m (figura 2.10).

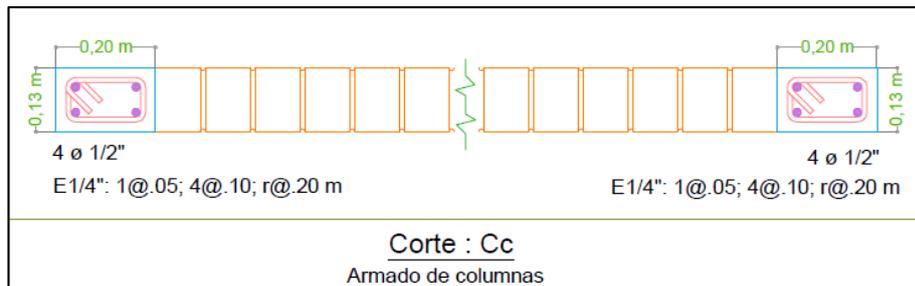


Figura 2.10 Detalle de columnas

Se mostrará el detalle del refuerzo de todos los elementos de confinamiento del muro (figura 2.11). Este diseño se repetirá en todos los muros a ensayar.

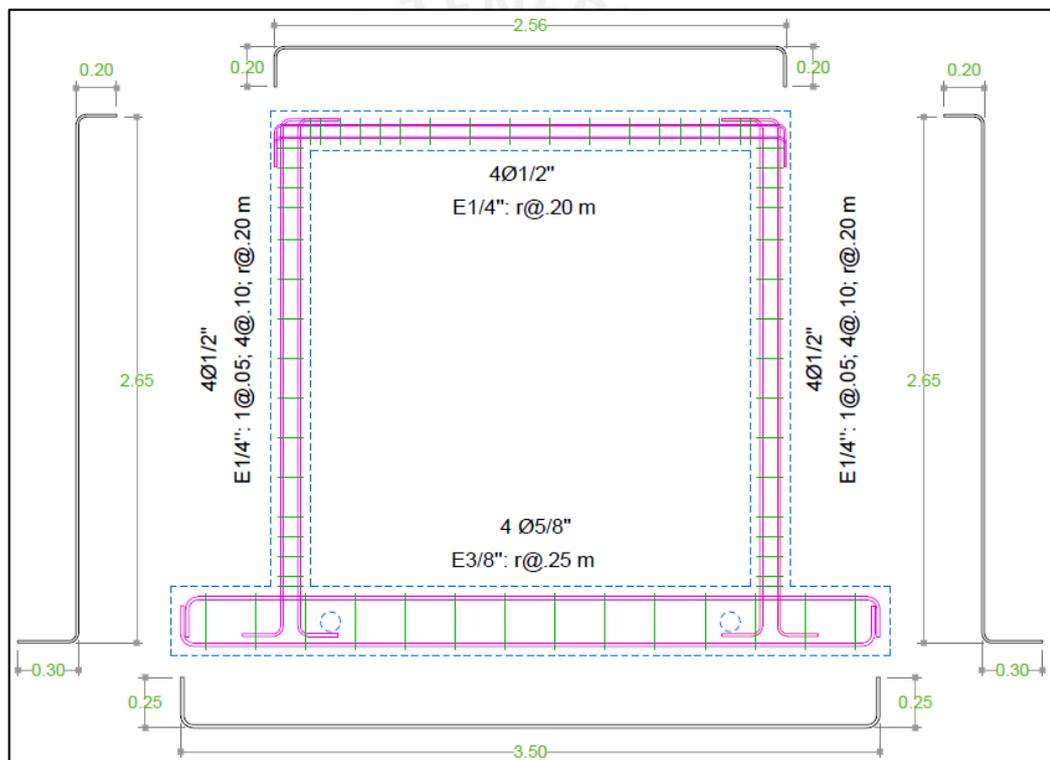


Figura 2.11 Detalle de refuerzo de los elementos de confinamiento del muro a ensayar

CAPÍTULO 3: CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA

Tomando en cuenta las características mecánicas analizadas anteriormente y con el diseño propuesto, se pasó a construir los muros MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 Y MA-SQ-LR3 a escala Grosor máximo de grietas a natural y así poder analizar sus características reales.

3.1. Características de los muros MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 Y MA-SQ-LR3

Las características de los muros de albañilería confinada se presentarán a continuación:

- Muro de albañilería confinada con ladrillo King Kong 18 huecos industrial
- Dimensiones de la parte de albañilería 2.20 m de largo, 2.20 m de alto y 0.13 m de espesor.
- El aparejo que se utilizó fue del tipo sogá
- La conexión fue de tipo columna-muro dentada de 5 cm.
- Juntas horizontales y verticales de espesor igual a cm.
- El mortero utilizado en la juntas de relación volumétrica 1:4
- Las dimensiones de las columnas fueron de sección transversal 0.13x0.20m, reforzadas con 4 varillas de ½” y con estribos de ¼” 1 @0.05m ,4 @0.10m y resto @ 0.20m.
- Las dimensiones de la viga solera fueron de sección transversal 13x20cm, reforzadas con 4 varillas de 1/2” y con estribos de ¼” 1 @0.05m ,4 @0.10m y resto @ 0.20m.
- Sin refuerzo horizontal
- No hubo tarrajeo
- El acero de refuerzo utilizado fue grado 60
- La resistencia del concreto utilizado en las columnas y viga solera fue de 17.5 MPa y en la viga de cimentación fue de 21MPa
- El concreto fue preparado en una mezcladora de concreto tipo trompo y para su colocación se hizo uso de una vibradora.

3.2. Construcción de la viga de cimentación

La viga de cimentación de sección transversal de 0.30m x 0.35 m y 3.60 m de largo con 0.05 m de recubrimiento y con resistencia de concreto de 21 MPa fue construida de la siguiente manera. Se procedió a encofrar (figura 3.1 y 3.2). En este proceso se colocó dos pases de tubos de PVC de 2” para poder ser utilizados de izaje y traslado. Luego se pasó al habilitado y armado del acero de refuerzo de la viga de acuerdo al diseño (acero longitudinal de 5/8” y acero transversal de 3/8), luego utilizando dados de concreto para sostener el refuerzo además de los anclajes del refuerzo vertical.



Figura 3.1 Encofrado de la viga de cimentación (izq.) armado del refuerzo vertical (der.)

Después se colocó el concreto antes preparado, además se prepararon probetas para calcular su resistencia (figura 3.3 y 3.4). Se esperó un par de horas después de vaciado para rayar la superficie donde se colocaría luego las unidades de albañilería. (figura 3.5)



Figura 3.2 Medición de la distancia del refuerzo vertical al encofrado (izq.) Dados de concreto (der.)



Figura 3.3 Vaciado de la mezcla en el bugui (izq.) Probetas preparadas para ensayo de resistencia (der.)

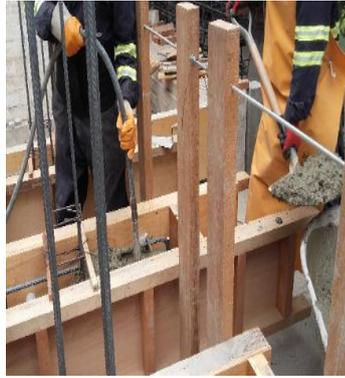


Figura 3.4 Vaciado del concreto para la viga de cimentación (izq.) Nivelado de la viga de cimentación (der.)



Figura 3.5 Viga de cimentación luego del vaciado de concreto (izq.) Marcado de la zona base del muro de albañilería (der.)

Pasado un día se desencofró las vigas y se pasó a curarlas por los 7 días siguientes. (Ver figura 3.6)



Figura 3.6 Desencofrado de las vigas (izq.) Curado de las vigas (der.)

3.3. Construcción de la albañilería

En la construcción de los muros de albañilería, se empezó con la limpieza de las superficies de las vigas de cimentación, zona de la cual sería la base del muro de albañilería. Luego se colocó lechada de agua cemento en la superficie rayada y se comenzó la colocación de la primera hilada del muro. Previamente todos los ladrillos fueron humedecidos.



Figura 3.7 Colocación y medición de horizontalidad de la primera hilada

Se pasó a emplear mortero de relación volumétrica de (1:4) para las juntas, los técnicos encargados de la construcción determinaron la cantidad de agua necesaria para agregar a la mezcla. El asentamiento del muro fue realizado en 2 jornadas, dejando la última hilada libre para la colocación del siguiente tramo. (Figura 3.8) Esto se debió por un tema de estabilidad y evitar fallas por aplastamiento del mortero.

Se midió el grosor del mortero entre ladrillo y ladrillo tanto tramo verticales como horizontales, todo ello en busca de rectificar su espesor de 10 mm. (Figura 3.9)



Figura 3.8 Construcción de muro de albañilería (izq.) Primera jornada del muro terminada (der.)

Se pasó luego a verificar la verticalidad del muro con un plomada, y la horizontalidad con una regla e nivel (Ver figura 3.9). Además se midió la longitud de los dientes en cada lado del muro para verificar que lleguen a medir 2.5 cm. (Figura 3.10)



Figura 3.9 Verificación de la horizontalidad (izq.) Medición del grosor del mortero (der.)



Figura 3.10 Medición de los dientes (izq.) Muro de albañilería terminado (der.)

3.4. Columnas de confinamiento

Las columnas de sección transversal 0.13 m x 0.20 m y con una longitud de 2.20 m de alto y resistencia de 17.5 MPa. Fueron construidos de la siguiente manera.

Después de pasado un día del asentado de los muros de albañilería, los bordes verticales de la albañilería y la base de las columnas son limpiados y humedecidos, para evitar las juntas frías, luego se colocó los estribos faltantes en las columnas. Se pasó a realizar el encofrado de las columnas, usando una plomada para verificar su verticalidad. Se pasó a vaciar las columnas, mientras es compactado y vibrado, todo ello con el fin de evitar futuras cangrejeras. Además, se tuvo mucha precaución de no chocar el vibrador con la zona dentada. Se desencofró al día siguiente y se comenzó a curar por los siguientes 7 días.



Figura 3.11 Encofrado de las columnas (izq.) Vaciado y vibrado del concreto (der.)



Figura 3.12 Desencofrado de las columnas (izq.) Curado de las columnas (der.)

3.5. Vigas soleras de confinamiento

Para la vigas soleras de sección transversal 0.20 x 0.18 m y 2.75 m de largo, se utilizó concreto de resistencia de 17.5 MPa.

Para el caso de las vigas soleras, su vaciado luego del desencofrado de las columnas. Se colocó el refuerzo de acero sobre los ladrillos, dejando una separación de 0.02m en todas sus caras, el cuál es un recubrimiento apropiado para el acero, se encofró, se vació y compactó con la vibradora. Luego de un día se desencofró y se curó por 7 días.



Figura 3.13 acero de refuerzo de la viga solera



Figura 3.14 Encofrado de la viga solera (izq.) Vaciado de concreto (der.)

Los muros se construyeron de a grupos de tres, realizando partes simultaneas para poder realizar la construcción en un tiempo óptimo.

Tabla 3. 1 Tiempo de construcción de tres muros de albañilería confinados

Elemento	Armadura	Encofrado y colocación de armadura	Vaciado, curado	Desencofrado
Columnas	4 días	1 día	6 días	1 día
Viga de cimentación	4 días	1 día	6 días	1 día
Viga solera	4 días	1 días	6 días	1 día

El muro fue armado en dos días para evitar el asentimiento de las hiladas inferiores.



CAPÍTULO 4: ENSAYO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA HASTA EL LÍMITE DE REPARABILIDAD

Para poder tener una simulación de lo que podría generar un movimiento telúrico sobre los muros de albañilería MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 Y MA-SQ-LR3 los cuales fueron construido de ladrillo King Kong 18 huecos industrial, se les sometió a una carga lateral cíclica usando el desplazamiento como indicador de cada fase realizada. Con esto se buscó obtener diagramas histeréticos de Fuerza cortante – Desplazamiento lateral, la envolvente de fuerza cortante – desplazamiento lateral, rigidez lateral, módulo de corte y la capacidad de carga máxima.

4.1. Traslado e instrumentación

El traslado se hizo después de 28 días de la construcción total de cada muro.

Se utilizó un puente grúa para la movilización de los muros a la zona de ensayo del laboratorio.

Se procedió a colocar 6 LVDT's con el fin de registrar desplazamientos necesarios para los siguientes objetivos. Este proceso se realizó un día antes de cada ensayo y duró alrededor de 2 horas.

D1 y D2 miden el desplazamiento relativo entre los extremos de las diagonales principales del muro. La distancia entre extremos del sensor es de 2.80 m.

D3 mide el desplazamiento horizontal relativo entre el borde común de dos panel contiguos.

La separación de los extremos del sensor fue $L_o=30\text{cm}$.

D4 y D5 miden el desplazamiento axial total (levantamiento y/o asentamiento de toda la altura) en la punta o talón del Muro.

D6 mide el desplazamiento lateral absoluto del muro. También se utilizó para controlar el ensayo.

A continuación se mostrará el detalle de la instrumentación vista desde la parte posterior (figura 4.1).

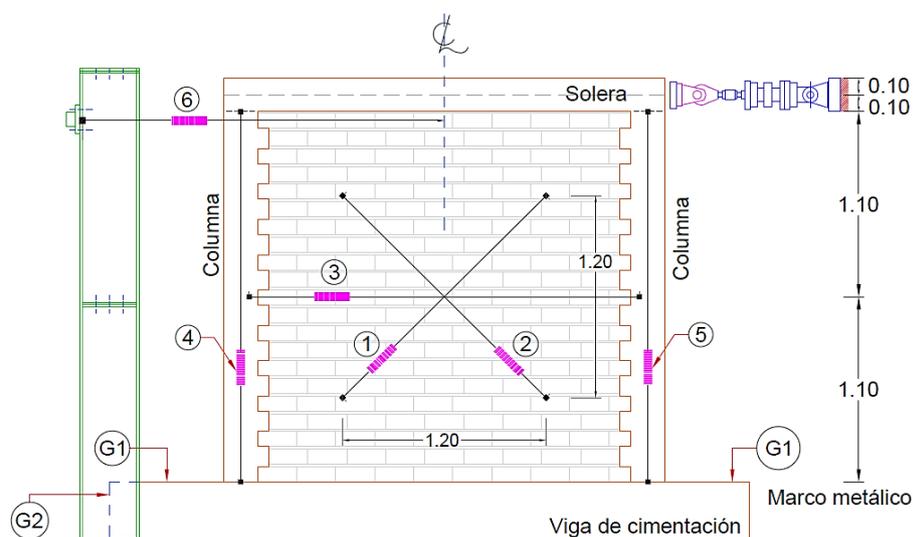


Figura 4.1 Posición de los LVDT's de los tres muros

La colocación de los LVDT's fue hecho por el personal del laboratorio y los equipos para realizar el ensayo fueron brindados por el Laboratorio de Estructuras de la PUCP.

El muro se fijó en el suelo mediante 3 gatas hidráulicas, con cargas de 300 kN. Todo en función de evitar el volcamiento del muro (figura 4.2).

La maquinaria que se utilizó para el ensayo fue un actuador dinámico estructural de 500 kN de capacidad el cual reaccionó sobre el pórtico metálico para la aplicación de la carga cíclica horizontal.

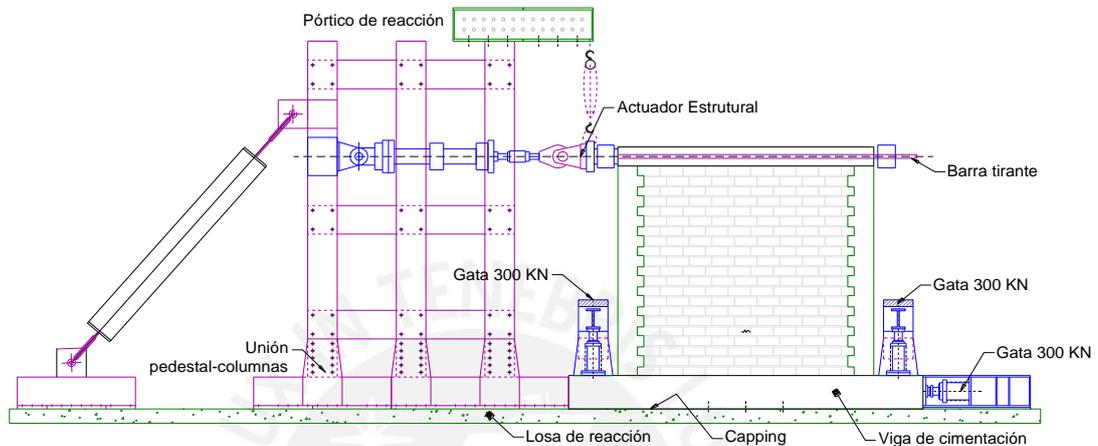


Figura 4.2 Disposición de los instrumentos para la aplicación de carga



Figura 4.3 Colocación del actuador hidráulico para aplicación de la fuerza horizontal

4.2. Fases del ensayo

Con la finalidad de realizar un cuidadoso análisis del comportamiento de cada uno de los muros de albañilería MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 Y MA-SQ-LR3, se realizó un desplazamiento lateral gradual (D6), en donde se dispusieron de 10 fases de las cuales el número de ciclo por fase fue de 2. Todo esto según las recomendaciones del FEMA 461

Se mostrará la historia de desplazamientos laterales.

Se utilizaron plumones de colores para marcar las grietas según la fase como iban apareciendo.

Todo de acuerdo a la tabla 4.1

Tabla 4.1 Fases en el ensayo de carga cíclica

Fase	Dmáx (mm)	Deriva (‰)	Color de Grietas
1	0,25	0,11	Amarillo crayola
2	0,50	0,22	Amarillo plumón
3	1,00	0,43	Fucsia
4	1,40	0,61	Naranja
5	2,00	0,87	Rojo
6	2,80	1,22	Verde
7	3,90	1,70	Azul
8	5,50	2,39	Morado
9	7,70	3,35	Marrón
10	10,80	5,00	Negro

Se detuvo el ensayo en el segundo ciclo para poder marcar y anotar el ancho de fisura.

La duración del ensayo por muro fue de aproximadamente de 4 horas, este tiempo toma en cuenta los tiempos en los cuales se detuvo el ensayo para poder identificar las fisuras y realizar las marcas respectivas en cada fase del ensayo. A manera de ilustración se mostrará la historia de desplazamientos aplicados en el muro MA-SQ-LR1 con el color respectivo en cada fase del ensayo (figura 4.4).

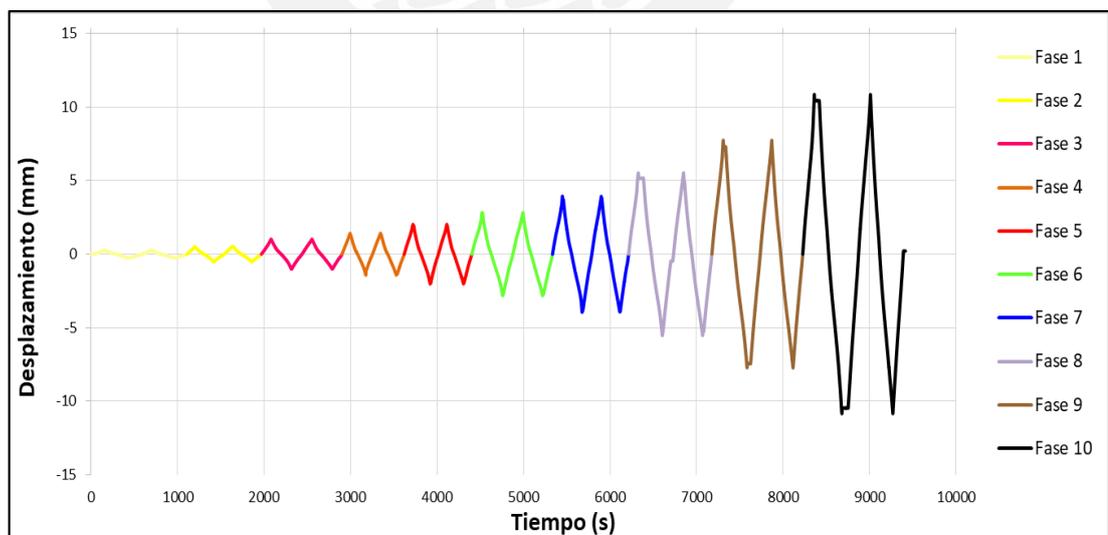


Figura 4.4 Diagrama Tiempo vs. Desplazamiento del Muro MA-SQ-LR1

4.3. Comportamiento de los muros

La forma en cómo se comportaron los muros MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 Y MA-SQ-LR3 fue casi la misma en las diferentes fases y ciclos. Estos muros fueron ensayados hasta el límite de

reparabilidad el cual se alcanzó en la fase 10 con un desplazamiento de 10 mm registrado en el LDVT D6. Se detallará el comportamiento de cada uno de los tres muros en cada fase.

4.3.1. Muro MA-SQ-LR1

Fase 1. $D= 0.25$ mm (color Amarillo crayola)

Este muro se comportó elásticamente por lo que no se presentaron fisuras. La carga máxima que se registró fue de 50 kN (figura 4.5).

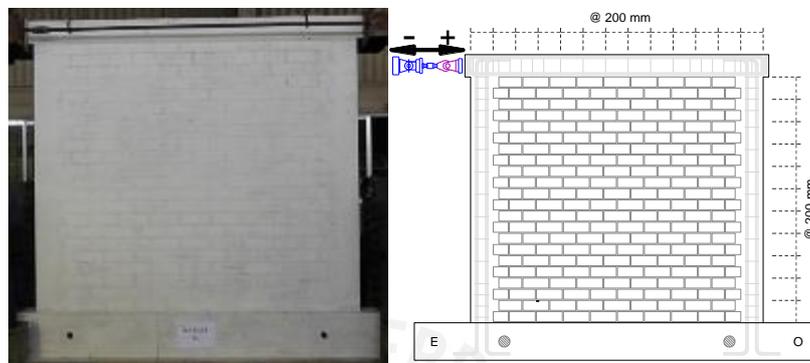


Figura 4.5 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)

Fase 2. $D= 0.50$ mm (color Amarillo plumón)

Al igual que la fase 1 el muro se encuentra en el rango elástica por lo que no se presenta fisuras visibles. Pero al finalizar el ensayo se apreció la aparición de dos fisuras en los extremos inferiores de las columnas. Esta fisuras fueron menores a 0.05 mm .La fuerza cortante que se registró fue de 75kN (figura 4.6).

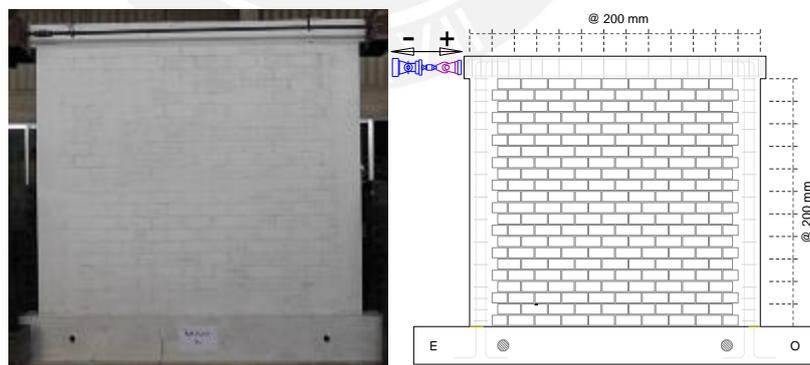


Figura 4.6 Muro MA-SQ-LR1



Figura 4.7 Fisuras en los extremos inferiores de las columnas

Fase 3. D= 1.00 mm (color Fucsia)

Se comenzó a apreciar más fisuras horizontales de tracción debido a la flexión localizadas en la parte inferior de la columna derecha con un grosor de 0.05mm. (Figura 4.8). La fuerza máxima registrada fue de 111 kN y -150 kN.

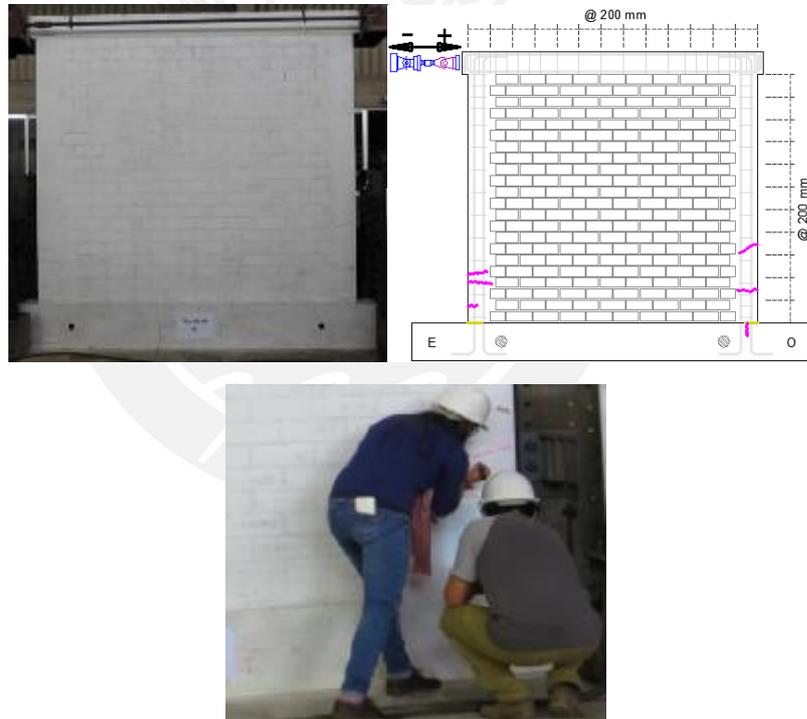


Figura 4.8 Muro al término de la fase 3 (izq.) Marcado de las fisuras en la parte inferior (der.)

Fase 4. D= 1.40 mm (color Naranja)

Siguieron apareciendo fisuras en la parte inferior de las columnas con los mismos espesores (0.05mm) (figura 4.9) .La fuerza cortante máxima registrada fue de 132 kN y -119 kN.

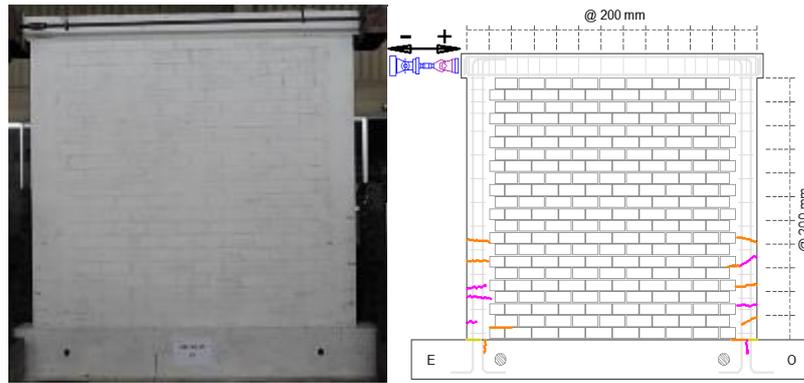


Figura 4.9 Muro al término de la fase 4 (izq.) Marcado de las fisuras en la parte inferior (der.)

Fase 5. D= 2.00 mm (color Rojo)

Las fisuras existentes en el tercio inferior izquierdo de la columna se alargan en forma escalonada hasta llegar a la albañilería. Además de la aparición de fisuras con 0.25mm de grosor en la parte media del muro (figura 4.10). La fuerza cortante máxima registrada fue de 155 kN y -136 kN.

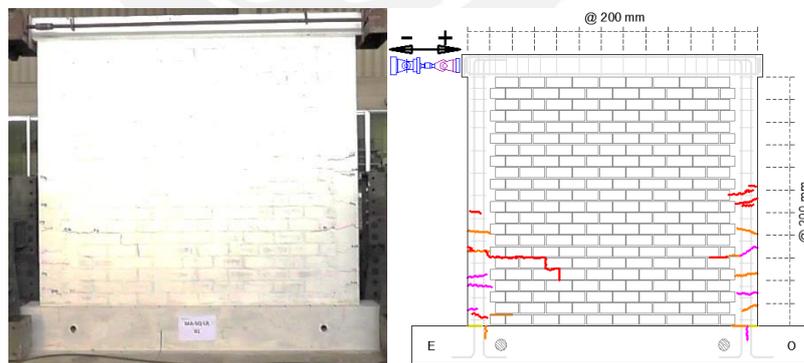


Figura 4.10 Muro al término de la fase 5

Fase 6. D= 2.80 mm (color Verde)

Se observó la formación de nuevas fisuras que eran de forma escalonada a través de las juntas de mortero. Estas se extendieron de las columnas derecha e izquierda y cruzan la parte inferior central de la albañilería. El grosor de grieta máximo fue de 0.40mm (figura 4.11). La fuerza cortante máxima registrada fue de 167 kN y -155 kN.



Figura 4.11 Muro al término de la fase 6

Fase 7. D= 3.90 mm (color Azul)

En esta fase aparecieron nuevas grietas situadas en forma paralela a las diagonales escalonadas ya existentes en ambos lados del muro. El grosor máximo de grieta fue de 0.50mm. Las grietas ya existentes se alargaron y aumentaron su grosor entre 0.02 y 0.05mm (figura 4.12). La fuerza cortante máxima registrada fue de 181 kN y -160 kN.

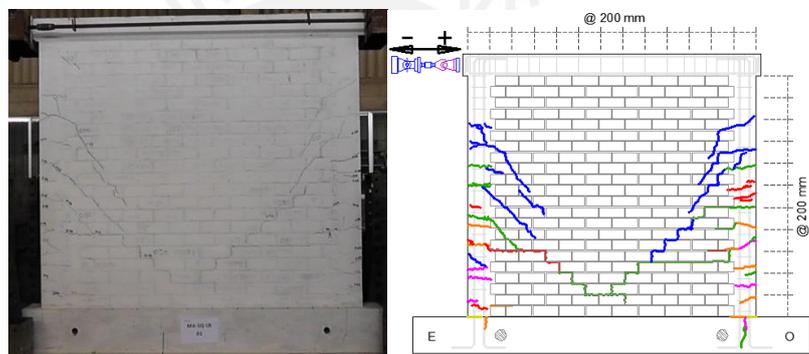


Figura 4.12 Muro al término de la fase 3 (izq.) Marcado de las fisuras en la parte superior (der.)

Fase 8. D= 5.50 mm (color Morado)

Se observó la aparición de nuevas fisuras en las esquinas superiores del muro en ambos lados. Algunas grietas existentes aumentaron su espesor hasta 0.80mm (figura 4.13) .La fuerza cortante máxima registrada fue de 195 kN y -181 kN.

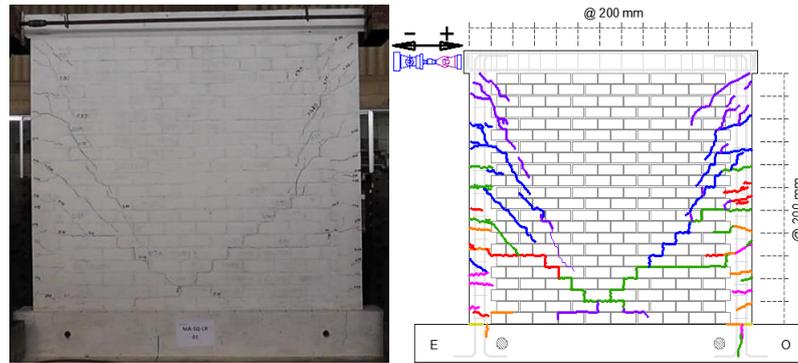


Figura 4.13 Muro al término de la fase 8

Fase 9. D= 7.70 mm (color Marrón)

En esta fase no aparecieron nuevas grietas con espesores mayores a 0.05 mm en la albañilería, pero las existentes aumentaron en grosor en 0.05 y 0.08 mm. Se observó la aparición de fisuras en la unión muro-viga de cimentación (figura 4.14). La fuerza cortante máxima registrada fue de 219 kN y -202 kN.

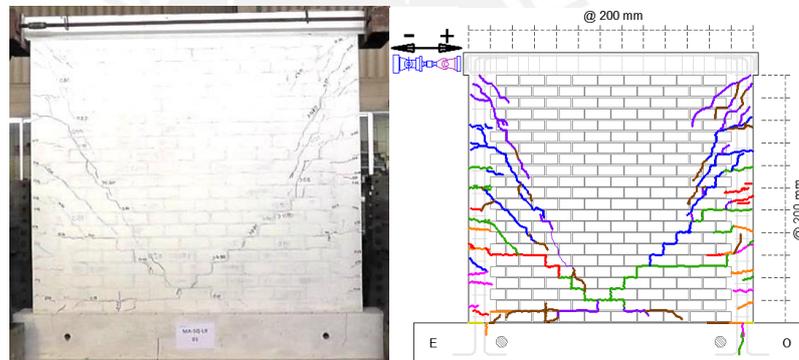


Figura 4.14 Muro al término de la fase 9

Fase 10. D= 10.80 mm (color Negro)

Se observó el desprendimiento de una unidad de albañilería localizada en la parte central derecha del muro. Se acentuaron las grietas formadas en la unión de muro-viga de cimentación (figura 4.15). La fuerza cortante máxima registrada fue de 236 kN y -234 kN.

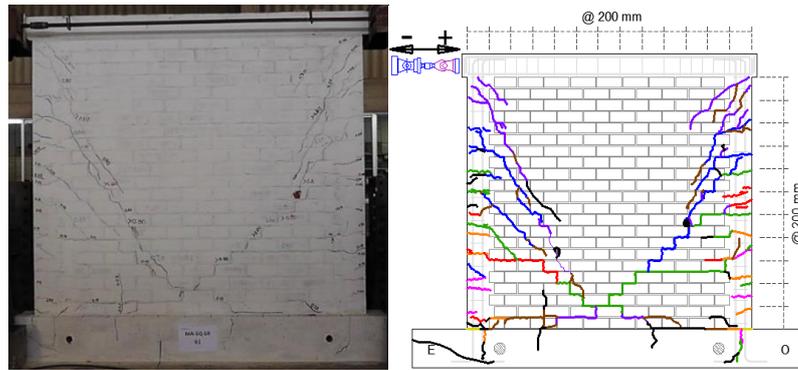


Figura 4.15 Muro al término de la fase 10

4.3.2. Muro MA-SQ-LR2

Fase 1. $D= 0.25$ mm (color Amarillo crayola)

Este muro se comportó elásticamente por lo que no se presentaron fisuras. La carga máxima que se registró fue de 49 kN (figura 4.16).

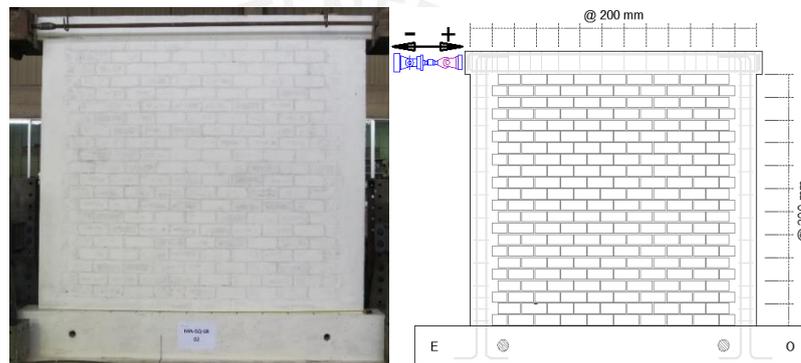


Figura 4.16 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)

Fase 2. $D= 0.50$ mm (color Amarillo plumón)

Al igual que la fase 1 el muro se encuentra en el rango elástica por lo que no se presenta fisuras visibles en el primer ciclo; sin embargo, en el segundo ciclo las fisuras comenzaron a aparecer en ambos lados del muro, todas menores de 0.05 mm de grosor. La fuerza cortante que se registró fue de 118kN (figura 4.17).

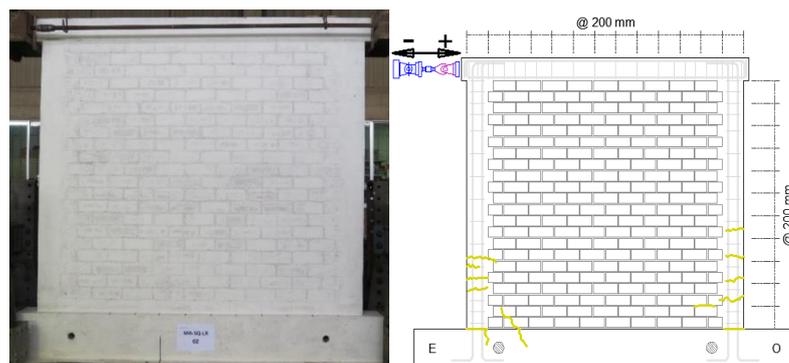


Figura 4.17 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)

Fase 3. D= 1.00 mm (color Fucsia)

Aparecieron fisuras horizontales de tracción por flexión localizadas en la zona inferior de la columna derecha e izquierda de 0.05mm, en la zona media e inferior de la columna izquierda las fisuras tuvieron un grosor de 0.15mm (figura 4.18) .La fuerza cortante que se registró fue de 124 kN y -76 kN.

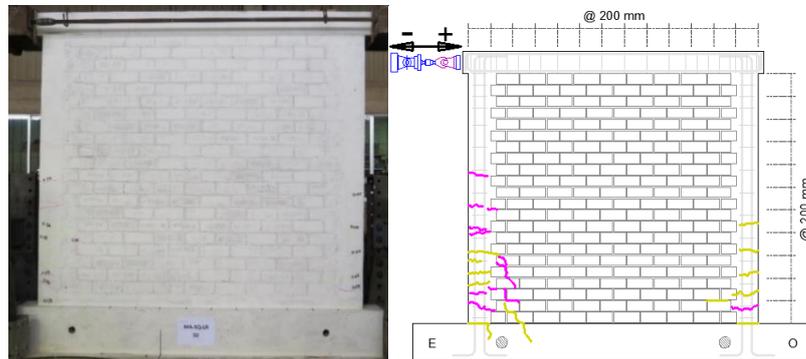


Figura 4.18 Muro al término de la fase 3

Fase 4. D= 1.40 mm (color Naranja)

En esta fase las fisuras que parecieron fueron la prolongación de otras ya existentes y del mismo grosor (0.05mm) en la zona inferior de ambos lados. Las fisuras existentes mantienen su mismo espesor (figura 4.19) .La fuerza cortante que se registró fue de 152 kN y -90 kN.

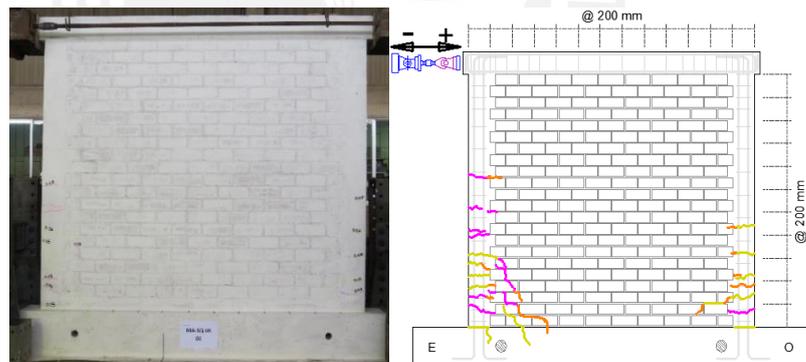


Figura 4.19 Muro al término de la fase 4

Fase 5. D= 2.00 mm (color Rojo)

Las fisuras existentes de la columna izquierda se alargan hasta llegar a la albañilería en forma escalonada atravesando en algunos casos el ladrillo y en otras las juntas de mortero. Continúa la aparición de fisuras horizontales en las columnas ahora localizadas en el tercio central de éstas. Las grietas presentan un espesor máximo de 0.50mm (empujando).

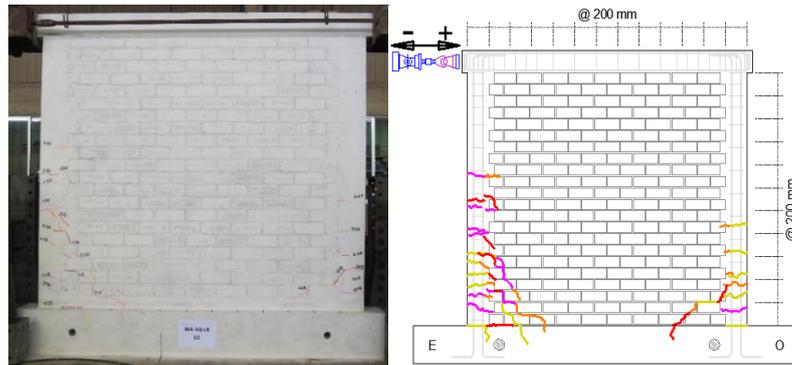


Figura 4.20 Muro al término de la fase 5

Fase 6. D= 2.80 mm (color Verde)

Se observó la formación de nuevas grietas paralelas a las grietas ya existentes. Las grietas fueron de forma escalonada a través de las juntas de mortero y ladrillo. El grosor de grieta máximo fue de 0.80mm (figura 4.21) .Se observó el decaimiento de la curva Fuerza – Desplazamiento lo que se traduce a una degradación de rigidez del muro. La fuerza cortante que se registró fue de 190 kN y -128 kN.

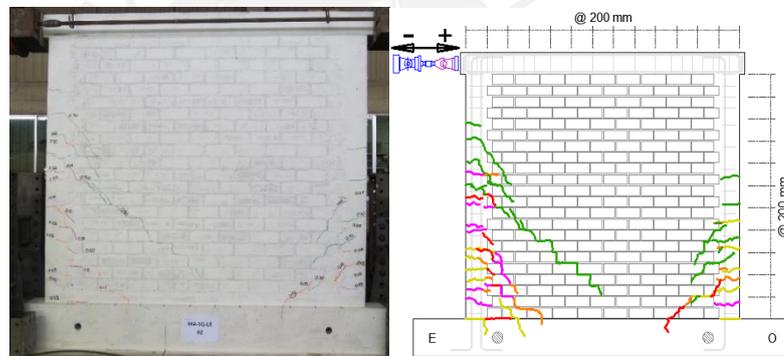


Figura 4.21 Muro al término de la fase 6

Fase 7. D= 3.90 mm (color Azul)

En esta fase aparecen grietas situadas en la parte superior izquierda del muro de grosor entre 0.05 y 0.30 mm. Las grietas ya existentes en ambos lados continúan alargándose hasta llegar a la base del muro. El grosor máximo de grieta fue mayor de 0.80mm (figura 4.22) .La fuerza cortante que se registró fue de 195 kN y -145 kN.

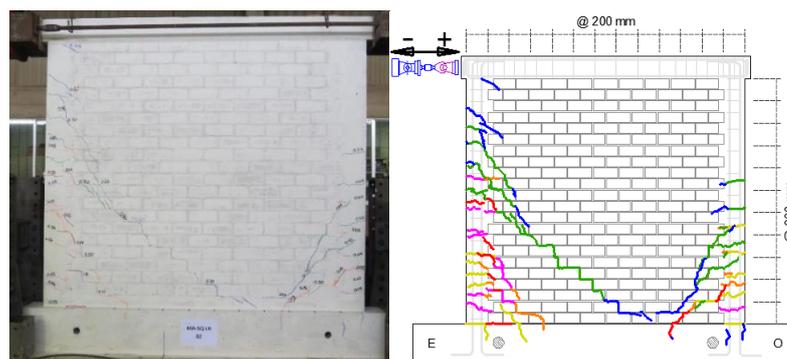


Figura 4.22 Muro al término de la fase 7

Fase 8. D= 5.50 mm (color Morado)

Se observó la aparición de nuevas fisuras en la esquina superior izquierda del muro de grosor entre 0.05 y 0.10 mm. Las grietas existentes aumentan su espesor y adquieren un valor mayor de 0.80mm. Aparecen las primeras fisuras en la unión muro-viga de cimentación. Se observó que hay más daño en la parte izquierda del muro (figura 4.23). La fuerza cortante que se registró fue de 221 kN y -174 kN.

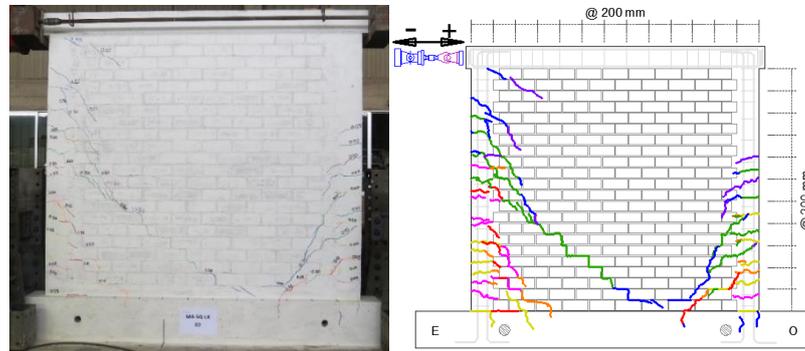


Figura 4.23 Muro al término de la fase 8

Fase 9. D= 7.70 mm (color Marrón)

En esta fase se observa la aparición de las primeras grietas diagonales. Por un lado, se observó una grieta (grosor >0.80mm) que inició en la esquina izquierda del muro y finalizó a 3 hiladas de la base del muro en la esquina inferior derecha del muro. Por otro lado aparecieron otras grietas (grosor >0.80mm) ubicadas en el sentido opuesto a las anteriores que no son continuas en su longitud, pero si paralelas entre sí. Las fisuras existentes aumentaron sus grosores (figura 4.24). La fuerza cortante que se registró fue de 186 kN y -161 kN.

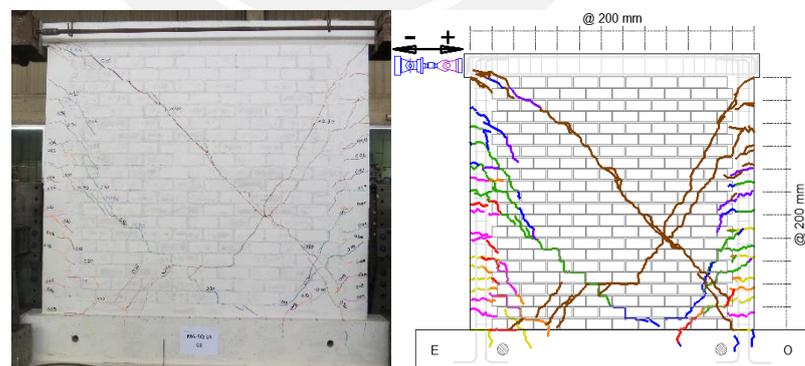


Figura 4.24 Muro al término de la fase 9

Fase 10. D= 10.80 mm (color Negro)

Se observó el desprendimiento de unidades de albañilería en la parte superior e inferior de muro. Las grietas diagonales aumentaron de espesor a 8 mm en un sentido y en el otro de 5mm. Las grietas existentes aumentaron su espesor (figura 4.25). La fuerza cortante que se registró fue de 160 kN y -214 kN.

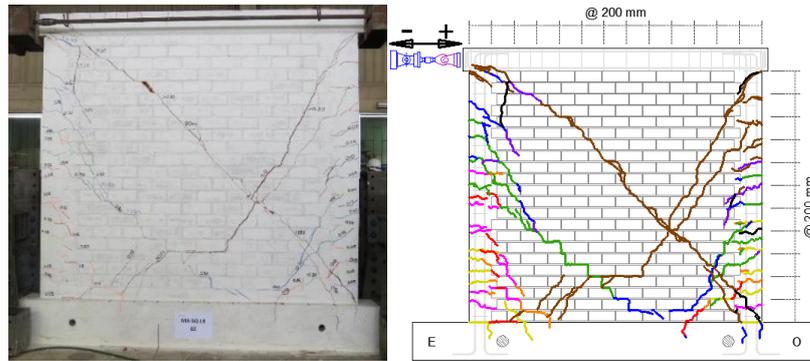


Figura 4.25 Muro al término de la fase 10

4.3.3. Muro MA-SQ-LR3

Fase 1. $D= 0.25$ mm (color Amarillo crayola)

Este muro se comportó elásticamente por lo que no se presentaron fisuras. La carga máxima que se registró fue de 58 kN (figura 4.26).

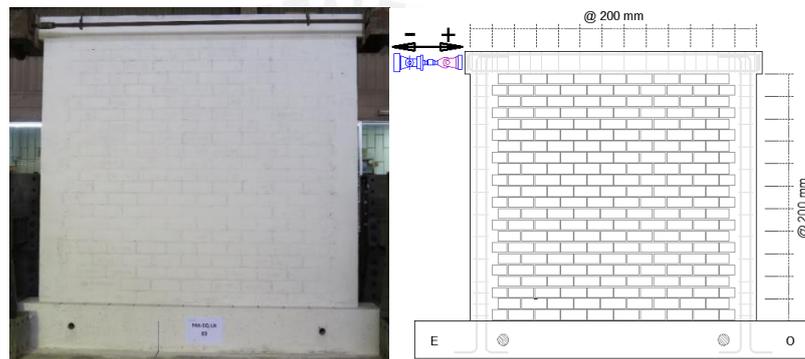


Figura 4.26 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)

Fase 2. $D= 0.50$ mm (color Amarillo plumón)

Aparecieron las primeras fisuras horizontales de tracción por flexión localizadas en el tercio inferior de la columna derecha e izquierda, las fisuras tuvieron un grosor de 0.05mm (figura 4.27).

La fuerza cortante que se registró fue de 90 kN y -49 kN.

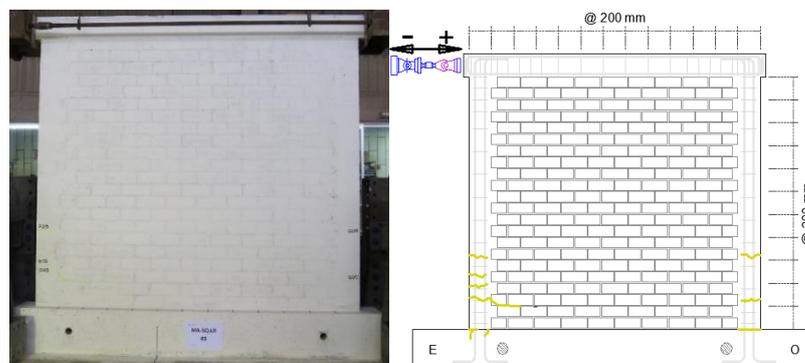


Figura 4.27 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)

Fase 3. D= 1.00 mm (color Fucsia)

Aparecieron pocas fisuras horizontales de tracción por flexión localizadas en la parte inferior de ambos lados, las fisuras tuvieron un grosor de 0.05mm. Algunas de las fisuras existentes se extendieron sin llegar aún a la albañilería (figura 4.28). La fuerza cortante que se registró fue de 136kN y -71 kN.

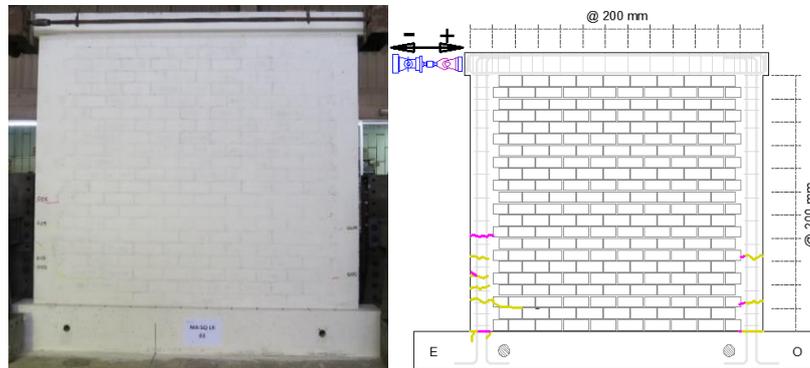


Figura 4.28 Muro al término de la fase 3

Fase 4. D= 1.40 mm (color Naranja)

Se observó fisuras horizontales situadas en los tercios inferiores de ambas columnas de grosores iguales a 0.05mm. Algunas fisuras se extendieron hasta llegar a la albañilería atravesando el ladrillo y en algunos casos recorrieron las juntas de mortero en forma escalonada. Apareció una fisura en la unión muro-viga de cimentación en el lado derecho del muro (figura 4.29). La fuerza cortante que se registró fue de 161 kN y -86 kN.

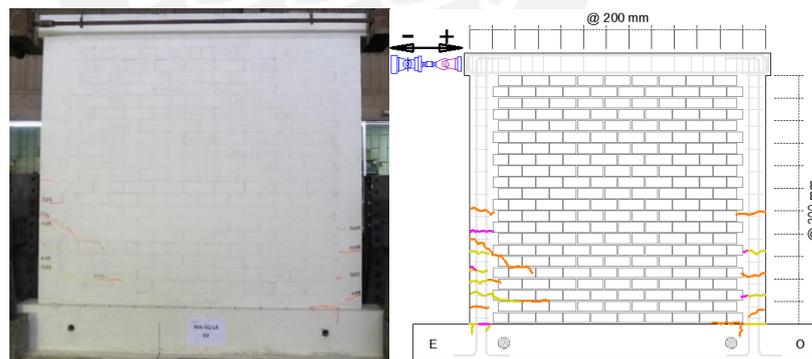


Figura 4.29 Muro al término de la fase 4

Fase 5. D= 2.00 mm (color Rojo)

Las fisuras existentes de la columna izquierda continuaron alargándose. El espesor máximo de fisura fue de 0.25mm. Las fisuras de la columna derecha mantienen su longitud y espesor (figura 4.30). La fuerza cortante que se registró fue de 185 kN y -106 kN.



Figura 4.30 Muro al término de la fase 5

Fase 6. $D= 2.80$ mm (color Verde)

Se observó la presencia de nuevas fisuras en el tercio central de la columna izquierda. Las fisuras existentes del lado izquierdo del muro continuaron extendiéndose diagonalmente hasta llegar a la parte central del muro. El grosor de grieta máximo fue de 0.40mm. Por otro lado aparecieron nuevas fisuras en los dos tercios inferiores de la columna derecha de 0.05 mm de grosor (figura 4.31). La fuerza cortante que se registró fue de 204 kN y -130kN.

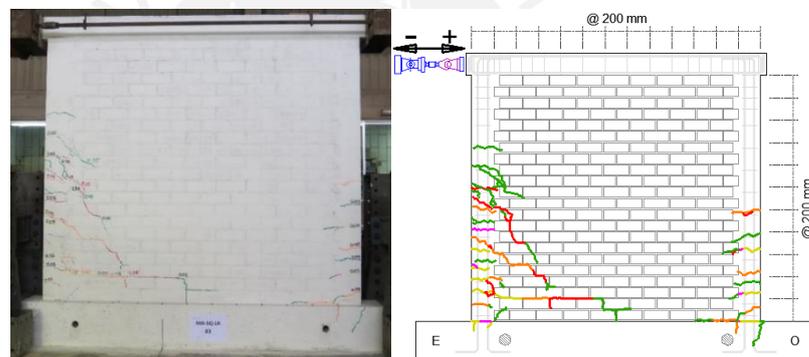


Figura 4.31 Muro al término de la fase 6

Fase 7. $D= 3.90$ mm (color Azul)

En esta fase aparecieron nuevas grietas situadas en forma paralela a las diagonales escalonadas ya existentes en el lado superior izquierdo del muro. El grosor máximo de grieta fue mayor a 0.80mm. Las grietas ya existentes se alargaron y aumentaron su grosor. En el lado derecho del muro aparece una grieta diagonal de espesor de 0.10mm (figura 4.32). La fuerza cortante que se registró fue de 185kN y -161 kN.

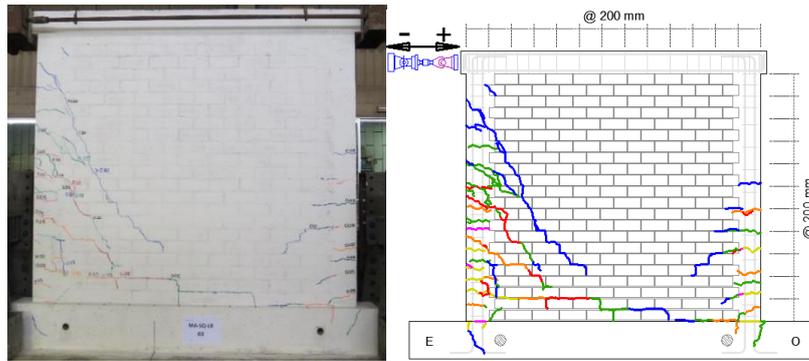


Figura 4.32 Muro al término de la fase 7

Fase 8. D= 5.50 mm (color Morado)

Se observó la aparición de nuevas fisuras en la esquina superior del lado izquierdo del muro de 0.35mm, paralelas a las grietas diagonales ya existentes. En el lado derecho del muro la grieta diagonal existente se alargó hasta la base de la albañilería. El grosor máximo de grieta fue mayor a 0.80mm (figura 4.33). La fuerza cortante que se registró fue de 214kN y -176 kN.

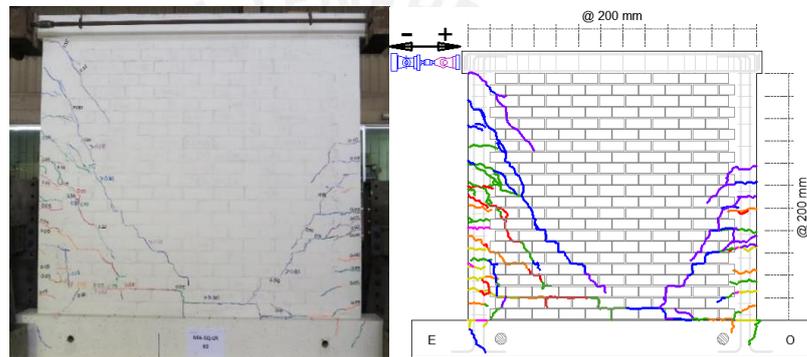


Figura 4.33 Muro al término de la fase 8

Fase 9. D= 7.70 mm (color Marrón)

Por un lado, se observó una grieta (espesor 5 mm) que inició en la esquina izquierda del muro y finalizó en la base del muro. Por otro lado aparecen otras grietas (espesor 3 mm) que iniciaron en la esquina superior derecha y terminaron a hiladas de la base del muro. Las fisuras existentes aumentaron su longitud y espesor (figura 4.34). La fuerza cortante que se registró fue de 205 kN y -168 kN.

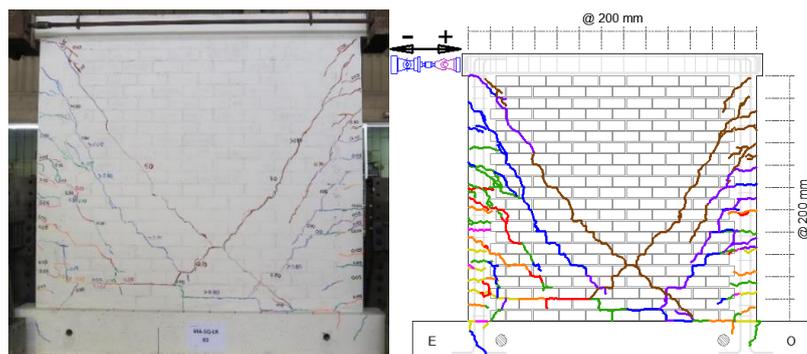


Figura 4.34 Muro al término de la fase 9

Fase 10. D= 10.80 mm (color Negro)

Se observó la aparición de una nueva grieta diagonal en la esquina superior derecha de la columna por encima de las grietas ya existentes. Las fisuras existentes mantuvieron su espesor y longitud (figura 4.35). La fuerza cortante que se registró fue de 170 kN y -200 kN.

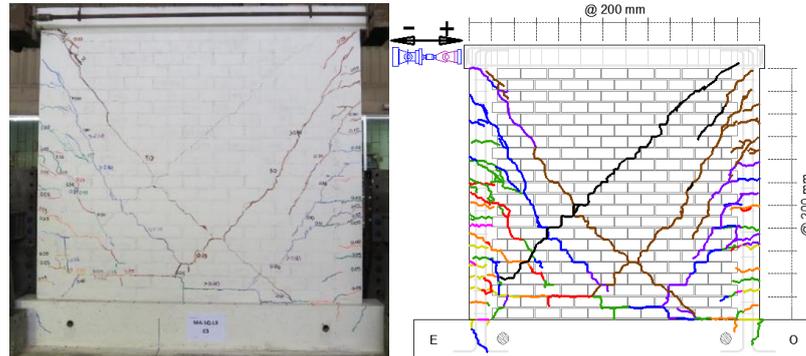


Figura 4.35 Muro al término de la fase 10

4.4 Diagramas histeréticos fuerza cortante vs. desplazamiento lateral

Las figuras 4.35, 4.36 y 4.37 corresponden a los lazos histeréticos Fuerza Cortante vs. Desplazamiento Lateral (D6) de los muros MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 y MA-SQ-LR3, respectivamente. Estos muros fueron ensayados hasta el límite de reparabilidad.

Muro MA-SQ-LR1 analizado hasta el límite de reparabilidad (figura 4.36).

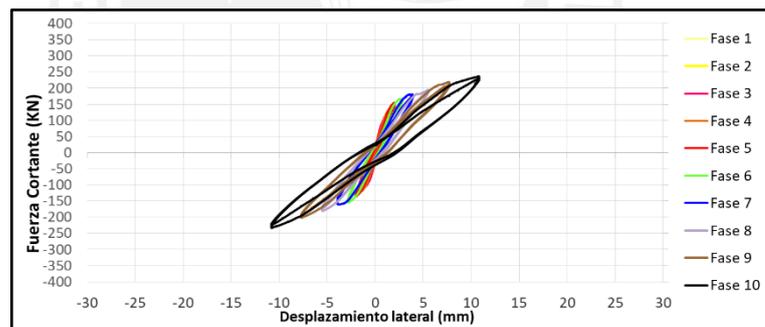


Figura 4.36 Lazos histeréticos del Muro MA-SQ-LR1

Muro MA-SQ-LR2 analizado hasta el límite de reparabilidad (figura 4.37).

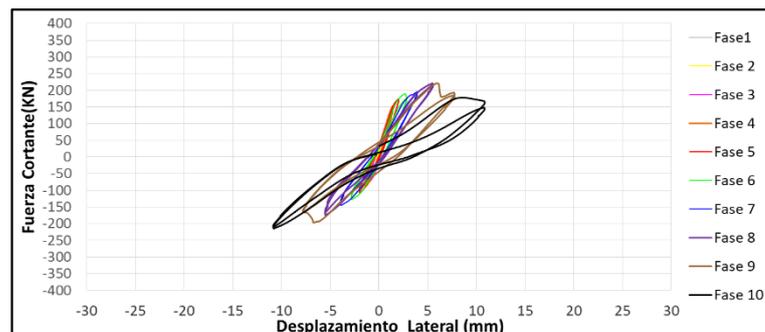


Figura 4.37 Lazos histeréticos del Muro MA-SQ-LR2

Muro MA-SQ-LR3 analizado hasta el límite de reparabilidad (figura 4.38).

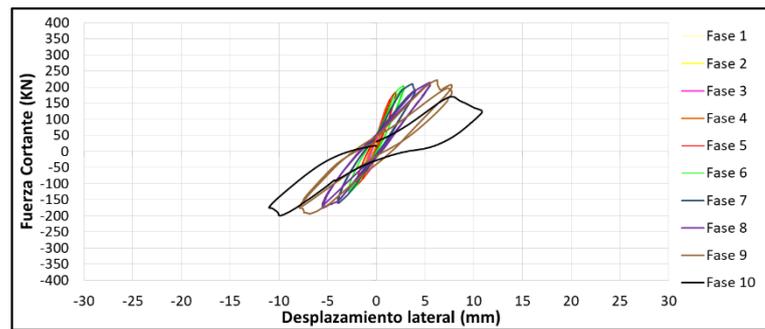


Figura 4.38 Lazos histeréticos del Muro MA-SQ-LR3

CAPÍTULO 5: REPARACIÓN Y DISEÑO DE REFORZAMIENTO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA

Para poder realizar la reparación y diseño de reforzamiento de los muros ensayados hasta su límite de reparabilidad, se hizo el metrado de la reparación, el diseño del tipo de refuerzo, y costo de los materiales para la reparación y reforzamiento así como su procedimiento constructivo en los muros.

5.1 Metrado de materiales para la reparación de los muros

Se detalla el cálculo del refuerzo de mortero y concreto que se utilizó para la reparación de los muros de albañilería confinada luego de haber sido sometidos a carga lateral hasta el límite de reparabilidad (10mm). El metrado se dividió en la cantidad de material para la reparación de los nudos y en el material para el resanado de las grietas.

5.1.1 Cantidad de mortero para el resanado de las grietas

Con el fin de calcular la cantidad de mortero y un aproximado de cuánto material sería necesario para el llenado, se determinó la cantidad de grietas que tenía cada una de las caras de los tres muros (figura 5.1). Usando la relación volumétrica de cemento-arena fina 1:3 se pudo determinar un aproximado de cuanto material fue necesario.

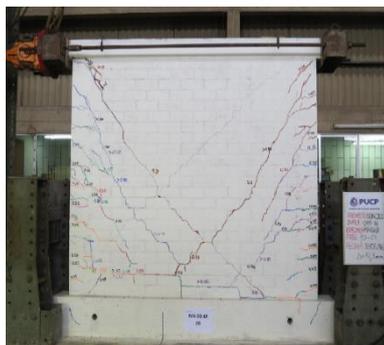


Figura 5.1 Muro agrietado después de ser ensayado (izq.) y señalización de la grietas en el segundo muro ensayado (der.)

Se necesitó 0.5 bolsa de cemento y 0.15 m^3 de arena gruesa.

5.1.2 Cantidad de material para la reparación de los nudos de confinamiento

El cálculo de material en lo nudos de confinamiento se determinó con la cantidad de cemento, arena y gravilla que se necesitaba para reemplazar los agujeros dejados debido al picado del concreto dañando durante el ensayo de cargas. La relación que se utilizó para esta reparación fue de 1 de cemento, 1 de gravilla y 2 de arena.

En total se utilizó en este proceso 0.5 bolsa de cemento, 0.07 m^3 de gravilla y 0.15 m^3 de arena.

Se mostrará una tabla con la cantidad de material que utilizado para la reparación de los tres muros (tabla 5.1).

Tabla 5.1 Cantidad de material total de reparación de los tres muros

Etapa	Cantidad		
	Cemento (bls.)	Arena fina (m3)	Arena gruesa (m3)
Resanado de grietas	0.5	-	0.15
Reparación de nudos	0.5	0.15	0.07
Total	1	0.15	0.22

Se necesitó en total 1bolsa de cemento 0.15 m^3 de arena fina, 0.25 m^3 de arena gruesa.

5.2 Diseño, metrado, costo y proceso constructivo del reforzamiento de los muros

Se realizó el diseño del refuerzo a utilizar y se dividió el metrado en cantidad de acero de refuerzo para el armado y colocación de la malla, cantidad de mortero para el taponeo, pañeteo y tarrajeo. Además del procedimiento constructivo y costo.

5.2.1 Diseño del tipo de refuerzo

El tipo de refuerzo utilizado fue de mallas compuestas con varillas de acero corrugado de 4.7 mm de diámetro.

Para el análisis del diseño se asumirá que toda la carga será soportada por la malla de refuerzo, además que las varillas horizontales no se tomarán en cuenta al momento de calcular el área de corte.

Cada varilla vertical tiene 4.7 mm de diámetro y un área de 17.34 mm².

La fuerza cortante fue determinada de la siguiente manera:

$$V_m = 0.5 \times t \times L \times v'_m \times \alpha$$
$$V_m = 0.5 \times 130 \times 2600 \times 1.16 \times 1$$
$$V_m = 196040\text{N} = 196.04 \text{ kN} = 196\text{kN}$$

Donde:

t = espesor efectivo del muro

L = longitud total del muro, incluyendo las columnas de confinamiento

v'_m = resistencia característica de la albañilería al corte obtenida de ensayos de muretes a compresión diagonal

α = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez.

Para el refuerzo se necesitaría una cantidad de acero que pueda soportar la fuerza cortante:

$$A_s = \frac{V_m}{f_y} = \frac{196000}{420} = 466.7 \text{ mm}^2$$

Como la malla que se puso 225 x 225mm entonces se usarán 16 varillas separadas 150mm cada una. El área en las dos caras sería:

$$\text{Área Total} = 16 \times 2 \times 17.34 = 554.9 \text{ mm}^2 > 467 \text{ mm}^2$$

5.2.2 Cálculo del acero de refuerzo para el armado y colocación de la malla

Para poder hallar la cantidad de varillas de longitud de 9 metros necesaria, se calculó la cantidad de varillas cortadas para el armado de la malla. Las varillas cortadas midieron 2.25 metros de longitud tanto en dirección horizontal como vertical.

Se tomó la dimensiones del muro tanto en la dirección vertical a 175 mm del extremo de cada lado del muro y a 150 mm debajo de la parte superior de la viga solera para las varillas horizontales se pasó a calcular el número de varillas e la siguiente manera:

Dirección vertical:

$$L = 0.15 \times n + 2 \times S$$

L: Longitud total horizontal

S: espacio desde el extremo del muro hasta la primera varilla

$$2.6 = 0.15 \times n + 2 \times 0.175$$

$$n = 15$$

Se obtuvieron 16 varillas, ya que n es el número de espaciamientos.

Dirección horizontal:

$$L = 0.15 \times n + S$$

L=Longitud total vertical desde el fondo del muro hasta el inicio de la viga solera

S=espacio desde el inicio de la viga solera hasta la primera varilla

$$2.4 = 0.15 \times n + 0.15$$

$$n = 15$$

Se obtuvieron 16 varillas, ya que n es el número de espaciamientos.

Por lo tanto, se necesitó por cara 16 varillas \varnothing 4.7mm de 2.25 metros de longitud c/u en dirección horizontal y 16 varillas \varnothing 4.7mm de 2.25 metros de longitud c/u en dirección vertical.

Por muro sería el doble y por la cantidad de muros se triplicaría el valor:

-96 varillas \varnothing 4.7mm de 2.25 metros de longitud c/u en dirección horizontal

-96 varillas \varnothing 4.7mm de 2.25 metros de longitud c/u en dirección vertical

Si por cada 9 metros se sacó 3 varillas de 2.25 metros

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas de 9m} = 96 * \frac{2}{3} = 64 \text{ varillas}$$

Se necesitó en total 64 varillas de 9 metros.

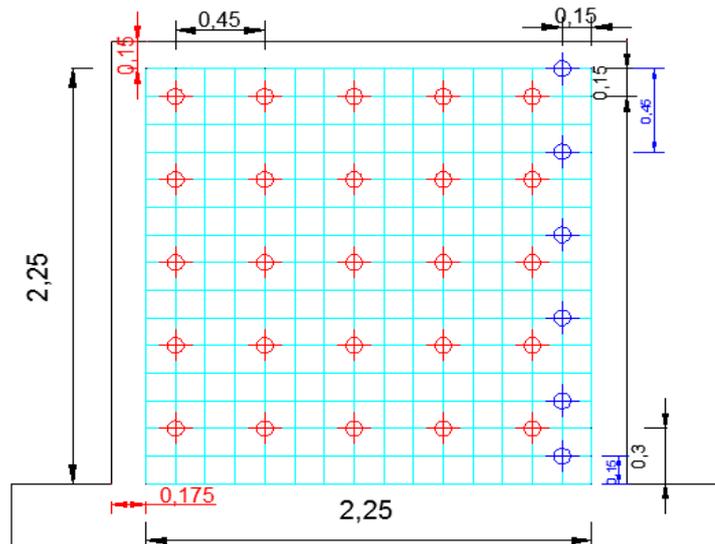


Figura 5.2 Dimensiones y distribución de las varillas de 2.25 metros

El cálculo del alambre N°8 y N° 16 fue de la siguiente manera:

Se tomó como referencia la siguiente tabla (tabla 5.8) para obtener el peso de la varilla de 6mm.

Tabla 5.2 Relación de pesos y secciones, tomado de catálogo de Aceros Arequipa

Diámetro(mm)	Peso (kg/m)	Sección(mm ²)
4.7	0.136	17.4
6	0.222	28.3
8	0.95	50.3

Se buscó información del alambre N°8 y N° 16 en la siguiente tabla (Tabla 5.9)

Tabla 5.3 Dimensión de los alambres sacado del catálogo de Aceros Arequipa

Dimensiones ,Pesos nominales		
Diámetro nominal del alambre		Peso del Rollo
Designación N°	Medida (mm)	Kg.
8	4.2	100
16	1.65	100

Con una relación de tres simple se sacó los pesos de los alambres N°8 y N°16

$$W_{n^{\circ}8} = \frac{4.2}{6} * 0.222 = 0.1554 \text{ kg/m}$$

$$W_{n^{\circ}16} = \frac{1.65}{6} * 0.222 = 0.06105 \text{ kg/m}$$

Para el alambre N°8 se determinó que se necesitaba 25 perforaciones por cada muro y que su longitud de corte sería de 300mm.

La longitud de alambre N°8 fue:

$$L_{totaln^{\circ}8} = 31 * 3 * 300 = 27900mm \text{ en metros sería } 27.9m$$

La cantidad de alambre N°8 fue:

$$W_{totaln^{\circ}8} = 27.9 * 0.1554 = 4.34 \text{ se aprox. a } 5 \text{ kg.}$$

Con desperdicio la cantidad fue 8 kg.

Para el alambre N°16 se determinó que por cada malla se necesitaban 256 nudos y para unir las dos mallas por medio del alambre N°8 se necesitó 31 nudos más. Todas ellas con una longitud de 300mm.

La longitud de alambre N°16 fue:

$$L_{totaln^{\circ}16} = 31 * 3 * 300 + 256 * 2 * 3 * 300 = 488700mm$$

En metros sería 488.7 metros.

La cantidad de alambre N°8 fue:

$$W_{totaln^{\circ}8} = 488.7 * 0.06105 = 29.84 \text{ se aprox. a } 30 \text{ kg.}$$

Con desperdicio la cantidad fue 35kg.

Se tomó las cantidades totales de material y se realizó una tabla con cada uno de los tipos de material para el armado de la malla de refuerzo (ver tabla 5.10)

Tabla 5.4 Cantidad total de acero de refuerzo

Material	Cantidad	Unidades
Varillas	64	Und.
Alambre N°8	8	Kg.
Alambre N°16	35	Kg.

5.2.3 Cálculo del mortero para el taponeo, pañeteo y tarrajeo

Para el taponeo de los muros se calculó la cantidad de mortero de relación volumétrica de cemento-arena fina 1:3 con el área de cada perforación, el ancho del muro luego del pañeteo, número de perforaciones en cada muro y el número de muros a perforar.

Área de la perforación:

$$A = \pi * \left(\frac{D^2}{4}\right), A = \pi * \left(\frac{6.35^2}{4}\right), A = 31.7 \text{ mm}^2$$

El número de perforaciones fue 25 por muro más 6 extras para ajustar más el refuerzo al muro, con las dimensiones de la perforación de 6.35 mm de diámetro y 140 mm de profundidad con lo que se obtuvo un volumen de $3.37E^5 \text{ mm}^3$ para todas las perforaciones.



Figura 5.3 Peforacion del muro (Izq.) y Dimensiones de la perforación (mm) (Der.)

La cantidad de mortero 1:3 fue de 1/4 bolsa de cemento y 0.09 m^3 de arena fina, siendo estos datos un aproximado.

Luego se prosiguió con el tarrajeo. Para este cálculo se tomó en cuenta las especificaciones que exigen un mortero de relación volumétrica de cemento-arena gruesa 1:4. A continuación se mostrarán las dimensiones del muro de albañilería confinada con las cuales se pasó a realiza el metrado. (Figura 5.3)

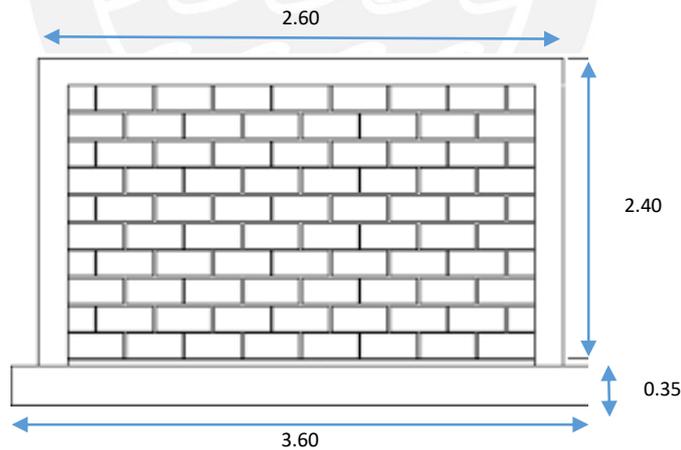


Figura 5.4 Modelo de muro de Albañilería confinada

Las dimensiones que se usaron para hallar el área del muro en cada cara y obtener el volumen del mortero requerido, fueron obtenidas al dividir el muro en dos elementos (A y B, Figura 5.4) con el propósito de hacer un análisis más preciso.

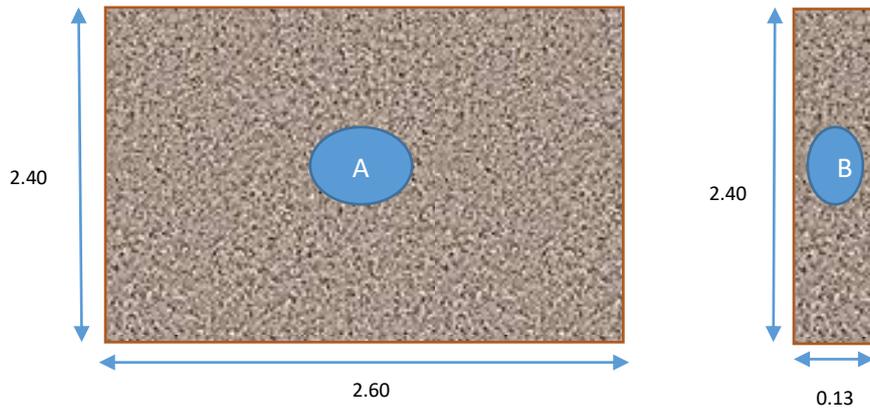


Figura 5.5 División de los elementos del muro

Se tomó 25mm como espesor final de mortero el cual será separado en dos partes, la primera será del pañeteo (espesor 5mm) y la segunda será del tarrajeo (espesor 20 mm).

Para el pañeteo:

Se usó mortero con relación volumétrica cemento – arena gruesa 1:4 (primera capa de espesor 5mm) para un muro.

Tabla 5.5 Cálculo de volúmenes

Elemento	Alto(m)	Largo(m)	Nº Caras	Área Total(m2)	Espesor(m)	Volumen(m3)
A	2.4	2.6	2	6.24	0.005	0.0624
B	2.4	0.13	2	0.31	0.005	0.0031

Volumen total de mortero de 0.066 m³. A este volumen le agregamos un 5% adicional para poder cubrir las esquinas sobresalientes que tiene el muro. Con ello, se obtuvo un volumen de 0.07 m³.

Para el tarrajeo:

Se usó mortero con relación volumétrica cemento – arena gruesa 1:4 (segunda capa de espesor 20mm) para un muro (tabla 5.3).

Tabla 5.6 Cálculo de volúmenes

Elemento	Alto(m)	Largo(m)	Nº Caras	Área Total(m2)	Espesor(m)	Volumen(m3)
A	2.4	2.6	2	6.24	0.02	0.2496
B	2.4	0.13	2	0.312	0.02	0.01248

Volumen total de mortero de 0.263 m³. A este volumen le agregamos un 5% adicional para poder cubrir las esquinas sobresalientes que tiene el muro. Con ello, se obtuvo un volumen de 0.276 m³.

Calculado el volumen de material necesario, se pasó a hallar la relación de cantidades de cemento, arena y agua.

Se usó como referencia las siguientes tablas para la relación de cantidades (tabla 5.4 y tabla 5.5)

Tabla 5.7 Dosificación por m³ de mortero (Soto, 2009)

Tabla de dosificación /m³ de mortero					
Mezcla	Resistencia a compresión (f'c)		Cemento		Arena (m³)
	Kg/cm²	MPa	Kilos	Bolsas (42.5 kg.)	
01:02	310	30	510	12	0.97
01:03	280	27	454	11	1.09
01:04	240	23	364	9	1.16
01:05	200	19	302	8	1.18

Para el mortero con relación volumétrica cemento – arena gruesa 1:4 (primera capa 5mm) para un muro.

Con el metrado (volumen de 0.07m³) y la relación de materiales necesarios se determinó en la tabla la cantidad final de materiales para los 3 muros de albañilería considerando un desperdicio del 10%.

Tabla 5.8 Cantidad de material de pañeteo

	Nºbolsas	Cant. Arena (m³)	Cant. Agua (m³)
	0.75	0.082	0.006
Con desperdicio (10%)	0.075	0.0082	0.0006
Total de material por muro	0.825=1	0.0902	0.0065
Para los 3 de muros	3	0.268	0.0195
Cantidad redondeada	3	0.27	0.02

Para el mortero con relación volumétrica cemento – arena fina 1:4 (segunda capa 20 mm) para un muro.

Con el metrado (volumen 0.276 m³) y la relación de materiales necesarios se determinó en tabla la cantidad final de materiales para los 3 muros de albañilería considerando un desperdicio del 10%.(tabla 5.6)

Tabla 5.9 Cantidad de material de tarrajeo

	Nºbolsas	Cant. Arena (m3)	Cant. Agua (m3)
	3	0.32	0.0248
Con desperdicio (10%)	0.3	0.032	0.00248
Total de material por muro	3.3 a 3.5	0.352	0.02732
Para 3 de muros	10.5	1.06	0.082
Cantidad redondeada	10.5	1.1	0.082

Antes de colocar la primera y segunda capa de pañeteo y mortero respetivamente se procedió a colocar lechada para poder conseguir una mejor adherencia.

En este proceso se utilizó 0.5 bolsas de cemento para la lechada antes el pañeteo y 1.5 bolsa de cemento antes el tarrajeo.

Y también se tuvo en cuenta que las bolsas calculadas en el pañeteo y el tarrajeo fueron redondeadas, para así pedir una cantidad entera.

Con la cantidad de cemento, arena fina y arena gruesa necesaria para cada etapa del reforzamiento de los muros se pasó a realizar la calcular el material total para el reforzamiento (tabla 5.7).

Tabla 5.10 Cantidad de material total de reforzamiento para los tres muros

Etapa	Cantidad		
	Cemento (bls.)	Arena fina (m3)	Arena gruesa (m3)
Taponeo	0.25	0.09	-
Pañeteo	3	-	0.27
Tarrajeo	10.5	1.1	-
Lechada (Pañeteo)	0.5	-	-
Lechada (Tarrajeo)	1.5	-	-
Total	15.75	1.19	0.27

Se necesitó en total 15.75 bolsas de cemento 1.19 m³ de arena fina, 0.3 m³ de arena gruesa en la etapa de reforzamiento.

Tomando la cantidad de material para la reparación y reforzamiento de los tres muros se pidieron 17 bolsas de cemento 1.4 m³ de arena fina, 0.5 m³ de arena gruesa

5.4 Costo para la reparación y reforzamiento de los muros

Se dará detalle del costo de los materiales y mano de obra, además de la cantidad de los materiales y tiempo de duración de todo el proceso. Todo ello, será presentado en tablas usando unidades monetarias como son los soles (S/.), dólares (\$) y euros (€).

Materiales:

La tabla 5.11 muestra la cantidad de material total utilizado en la reparación y reforzamiento en los tres muros trabajados.

Tabla 5.11 Costo de reparación y reforzamiento de los tres muros

Material	Cantidad	Unidad	Costo(S/.)x und	Costo Parcial	Costo (S/.)	Costo Dólares	Costo Euros
Reparación							
Cemento	1	Bolsa	21	21	45.05	18.77	11.70
Arena fina	0.15	m3	65	9.75			
Arena gruesa	0.22	m3	65	14.3			
Reforzamiento							
Cemento	15.75	Bolsa	21	330.75	960.65	282.54	249.52
Arena fina	1.19	m3	65	77.35			
Arena gruesa	0.27	m3	65	17.55			
Varillas	64	Und.	5	320			
Alambre #8	8	Kg.	5	40			
Alambre #16	35	Kg.	5	175			
					1005.7	301.31	261.22

Si el área trabajada del muro fue de 35 m² el costo de reparación en cuanto a material es de 1.29 soles/m² y 27.45 soles/m² el reforzamiento.

Mano de obra:

El costo de la mano de obra consistió en el número de días de trabajo y el monto que gana cada trabajador, es decir, técnico y ayudante. (tabla 5.12)

Para poder sacar el número de días de trabajo total, fue dividido en días de trabajo de la reparación y días de trabajo del reforzamiento. A continuación se hará un detalle de estas dos etapas.

Reparación de muros:

El picado de las fisuras mayores a 0.8 mm de los tres muros duro 2 días, el resanado de estas grietas fue de 2 días y la reparación de los nudos de concreto fue de 1 día.

Reforzamiento de muros:

El pañeteo duro 1 día, el armado de la malla fue de 2 días, la perforación y colocación de la malla duro 2 días y el tarrajeo duro 3 días.

Dando un total de 13 días de trabajo, 5 días de reparación y 8 días de reforzamiento.

Tabla 5.12 Costo de mano de obra por los tres muros

Mano de obra						
Trabajador	Cantidad	Costo/día	N° Días	Total (S/.)	Dólares	Euros
Técnico	1	155	13	2015	614	554
Ayudante	1	60	13	780	238	214
				2795	852	768

Se sacó que el costo total de los tres muros que fue de S/. 3800.7 soles y el área trabajada del muro fue de 35 m² aproximadamente. Por lo que se sacó el costo total por m² de un muro en (S/.), dólares (\$) y euros (€) (tabla 5.13)

Tabla 5.13 Costo total (reparación y reforzamiento) por m² de un muro

	Soles	Dólares	Euros
Total x tres muros	3800.7	1583.63	987.19
Total x m² de muro	108.59	45.25	28.21

En total el costo por m² de reparación (materiales y mano de obra) 32 soles/m² y el costo de reforzamiento fue de 76.6 soles/m².

5.5 Procedimiento constructivo del reforzamiento de los muros:

Los muros de albañilería confinada fueron ensayados en el laboratorio de estructuras de la PUCP a cargas laterales hasta un desplazamiento lateral máximo de 10mm.

5.5.1 Colocación de la malla de refuerzo

Se detallará el procedimiento de la técnica de reparación de los muros de albañilería confinada con malla de refuerzo con varillas de ϕ 4.7 mm con cocada de 150 mm. (Figura 5.6).



Figura 5.6 Varillas de 4.7mm de diámetro

Procedimiento

Se estiró y enderezó las varillas de 9 metros, pues comercialmente se venden enrolladas. Se pasó a cortar con una cizalla las varillas cada 2.25 metros tanto la varillas verticales como las horizontales. (Figura 5.7)



Figura 5.7 Estirado y desenrollado de las varillas (izq.) cortado de las varillas cada 2.25 metros (der.)

5.5.2 Armado de malla

- Se dibujó el trazado de la distribución de las varillas en el piso para poder realizar el correcto armado de la malla. Cada varilla tuvo una longitud de 2.25m y fue lo más recta posible. La barra total de 9m se cortó en 4 partes iguales. Luego de colocar las varillas de 2.25m de longitud en las posiciones indicadas en el piso, se procederá a unir las (atortolarlas) con el alambre N°16. La longitud de cada alambre será de 0.3m. Las varillas de 4.7mm



Figura 5. 8 Distribución de las varillas para el armado de la malla (izq.) y atortolado de las varillas de 4.7mm (der.)



Figura 5. 9 Malla de refuerzo de 4.7mm armada

5.5.3 Reparación del muro

- Se apuntalará los muros para tener mayor seguridad del muro antes de empezar la reparación.



Figura 5.10 Apuntalamiento del muro (izq.) y muro apuntalado (der.)

- Se picó cualquier fisura mayor a 0.8mm existente en la albañilería. Luego, se humedeció y se rellenó las fisuras con mortero de relación volumétrica 1:3. Las fisuras finas (menores a 0.8mm) no se resanaron.

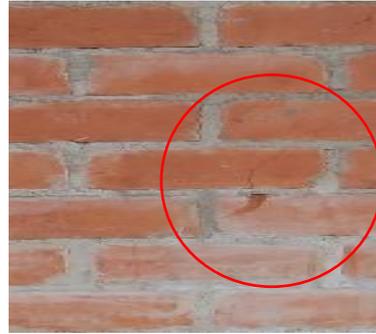


Figura 5.11 Fisuras gruesas del muro 2 (izq.) y fisuras finas del muro 1(der.)



Figura 5.12 Picado de las fisuras gruesas (izq.) y fisuras rellanadas con mortero 1:3 (der.)

- Todo ladrillo triturado se reemplazó por concreto simple de proporción 1:2:3 con una resistencia de 21Mpa.
- Como existió daño considerable (i.e. pérdida de concreto en los elementos de confinamiento) se procedió a reparar con concreto de similares características. Se usó resina epóxica para poder unir el concreto viejo con el nuevo.



Figura 5. 13 Encofrado de nudo de concreto dañando (izq.) y desencofrado del nudo reparado con concreto de similares características

- Se lavó la cara del muro pintada, para poder realizar el correcto pañeteo. Mientras que en la otra cara se comenzó a realizar el alineamiento de los puntos de perforación que se realizarán luego.



Figura 5. 14 Lavado de la cara pintada del muro (izq.) y muro luego del lavado (der.)



Figura 5. 15 alineamiento vertical de los puntos de perforación (izq.) y alineamiento horizontal (der.)

- Se echó una lechada de cemento a la cara del muro, el cual había sido lavado, para luego pañetarlo con mortero de relación volumétrica cemento - arena gruesa 1:4 con un espesor de 8mm en cada cara y se esperará que seque mínimo 8 horas.



Figura 5. 16 Pañeteo del muro con mortero 1:4 (izq.) y muro después del pañeteo de 8mm (der.)

- En la cara no pañetada se realizó perforaciones en la albañilería con un taladro con una punta de $\varnothing \frac{1}{4}$ " cada 0.45m, según el esquema proporcionado por el ingeniero responsable (ver figura 12). Luego, se limpiarán las perforaciones con aire comprimido.



Figura 5. 17 Muro con las marcas de tiza en donde se realizarán las perforaciones (izq.) y uso del taladro según las marcas realizadas (der.)



Figura 5. 18 Limpieza de las perforaciones

Se mostrará el esquema de la distribución elegido para las perforaciones (figura 5.18)

Con los perforaciones ya hechas se pañeteó lo que faltaba del muro y así se procedió con los otros dos muros restantes.

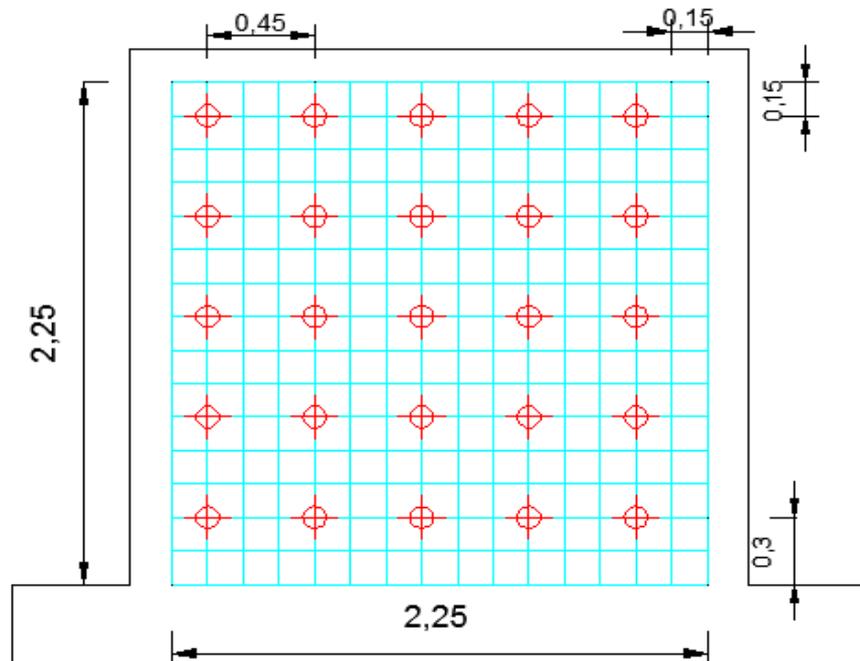


Figura 5.19 Distribución de las perforaciones (m)



Figura 5.20 Muros después del pañeteo

5.5.4 Colocación de la malla de refuerzo:

- Se procedió a cortar el alambre # 8 cada 300mm y luego se colocaron las mallas en ambas caras del muro. Estas serán interconectadas a través de las perforaciones con alambre # 8 doblado a 90° en los dos extremos y se atortolarán contra los nudos de la mallas a ambos lados con alambre #16.



Figura 5.21 Mallas de refuerzo (izq.) y Malla de refuerzo colocada en el muro

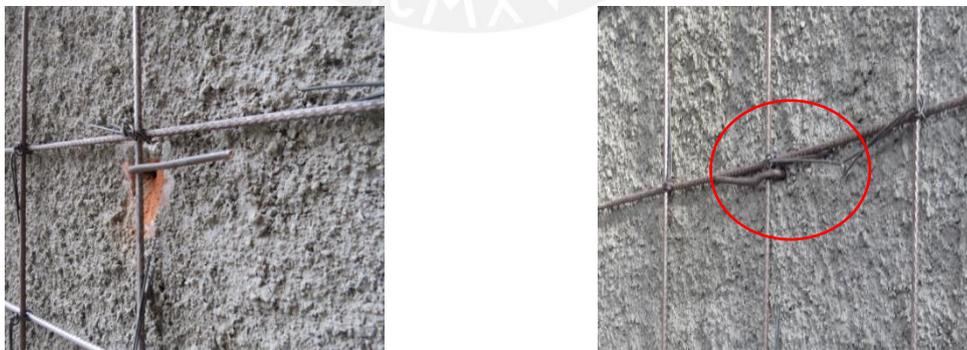


Figura 5.22 Alambre #8 doblado a 90° y atortolado de la malla con el alambre #16

- Para poder ajustar la malla a la cara del muro, se realizó 6 perforaciones más según el esquema que se mostrará a continuación (figura 15). Cabe resaltar que estas perforaciones, el tipo de alambre y el doblado fue el mismo que se utilizaron en los anteriores.

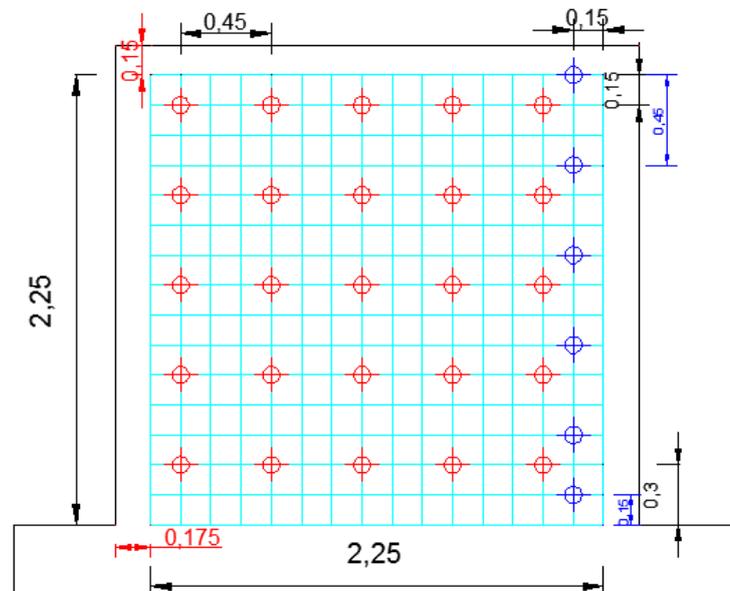


Figura 5. 23 Perforaciones extras al muro (color azul)

- Se taponearon las perforaciones con mortero con relación volumétrica cemento- arena fina 1:3. En esta parte del procedimiento se buscó utilizar un instrumento que permita un buen rellenado del mortero, para el cual se sugirió utilizar una botella de plástico para el vaciado.



Figura 5.24 Nudos taponeados (izq.) y detalle del taponeo (der.)

- Se realizó la colocación de los puntos (tablones de madera) que sirvió como guía para poder realizar el tarrajeo apropiado de las dimensiones especificadas.



Figura 5.25 Colocación y ajustamiento de los puntos de madera (izq.) e instalación de los puntos terminada (der.)

- Se procedió a aplicar una lechada de cemento antes del tarrajeo para poder lograr una mejor adherencia de los elementos.



Figura 5.26 Colocación de la lechada al muro reforzado

- Se tarrajeó el muro con un mortero con relación volumétrica de cemento-arena fina 1:4 con un espesor máximo de 10 mm en cada cara. Se tuvo que verificar que el ancho total del muro no supere los 180 mm de espesor incluyendo todo el refuerzo.



Figura 5.27 Tarrajeo del muro con mortero 1:4 (izq.) y Muro de albañilería confinada reforzada y con acabo final (der.)

CAPÍTULO 6: ENSAYO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA REFORZADA

Realizado la reparación y reforzamiento con malla de acero de los muros MA-SQ-LR1*, MA-SQ-LR2* Y MA-SQ-LR3* se pasó a realizar una simulación de lo que podría generar un movimiento telúrico, se les sometió a una carga lateral cíclica usando el desplazamiento como indicador de cada fase realizada hasta su colapso. Con esto se buscó obtener diagramas histeréticos de Fuerza cortante – Desplazamiento lateral, la envolvente de fuerza cortante – desplazamiento lateral, rigidez lateral, módulo de corte y la capacidad de carga máxima.

6.1. Montaje e instrumentación

La colocación de los LVDT's fue la misma que para los muros anteriormente ensayados y fue realizada por el personal del laboratorio, los equipos para realizar el ensayo fueron brindados por el Laboratorio de Estructuras de la PUCP.

El muro se fijó en el suelo mediante 3 gatas hidráulicas, con cargas de 300 kN. Todo en función de evitar el volcamiento del muro (figura 6.1).

La maquinaria que se utilizó para el ensayo fue un actuador dinámico estructural de 500 kN de capacidad el cual reaccionó sobre el pórtico metálico para la aplicación de la carga cíclica horizontal.

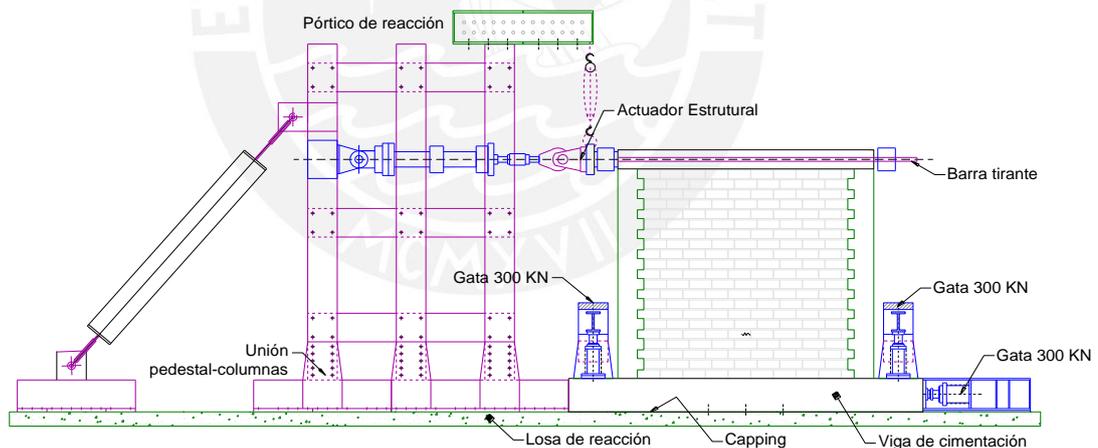


Figura 6.1 Disposición de los instrumentos para la aplicación de carga

6.2. Fases del ensayo

Con la finalidad de realizar un cuidadoso análisis del comportamiento de cada uno de los muros de albañilería MA-SQ-LR1*, MA-SQ-LR2* Y MA-SQ-LR3*, se realizó un desplazamiento lateral gradual (D6), en donde se dispusieron de 13 fases de las cuales el número de ciclo por fase fue de 2. Todo esto según las recomendaciones del FEMA 461.

Se utilizaron plumones de colores para marcar las grietas según la fase como iban apareciendo. Todo de acuerdo a la tabla 6.1

Tabla 6.1 Fases en el ensayo de carga cíclica

Fase	Dmáx (mm)	Deriva (%)	Color de Grietas
1	0.25	0.11	Amarillo Crayola
2	0.5	0.22	Amarillo plumón
3	100	0.43	Fucsia
4	1.4	0.61	Naranja
5	2	0.87	Rojo
6	2.8	1.22	Verde
7	3.9	1.7	Azul
8	5.5	2.39	Morado
9	7.7	3.35	Marrón
10	10.8	4.7	Negro
11	15	6.52	Dorado
12	20	8.7	Dorado
13	26	11.3	Dorado

Se detuvo el ensayo en el segundo ciclo para poder marcar y anotar el ancho de fisura.

La duración del ensayo por muro fue de aproximadamente de 4 horas, este tiempo toma en cuenta los tiempos en los cuales se detuvo el ensayo para poder identificar las fisuras y realizar las marcas respectivas en cada fase del ensayo. A manera de ilustración se mostrará la historia de desplazamientos aplicados en el muro MA-SQ-LR1*, con el color respectivo en cada fase del ensayo (figura 6.2). Los tiempos de los ciclos son distintos entre los ensayados hasta el límite de reparabilidad y los reforzados, ya que se buscó obtener los desplazamientos requeridos por cada fase.

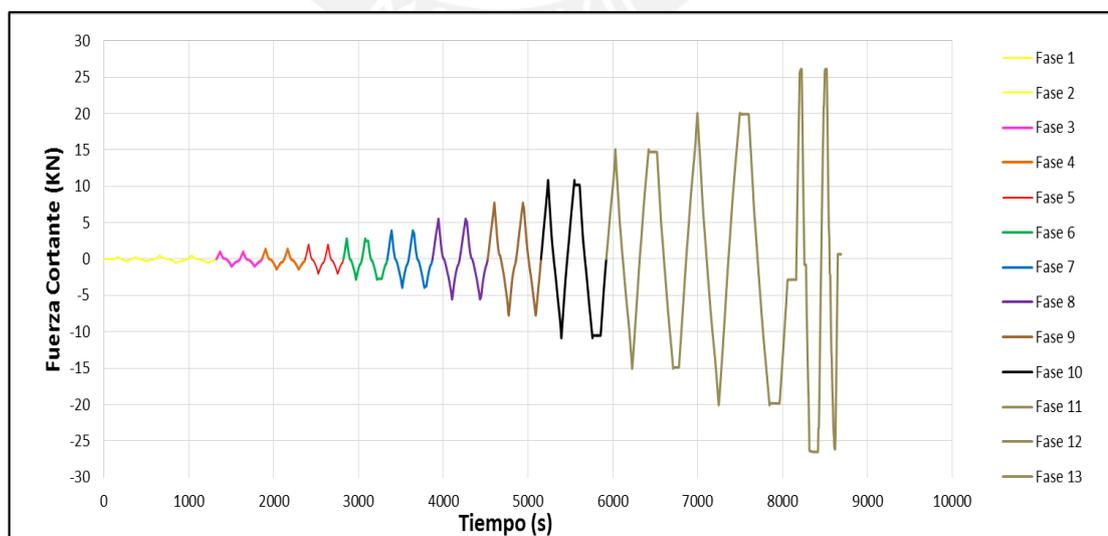


Figura 6.2 Diagrama Tiempo vs. Desplazamiento del Muro MA-SQ-LR1*

6.3. Comportamiento de los muros

La manera en que los muros MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 Y MA-SQ-LR3 se comportaron en las diferentes fases y ciclos hasta que colapsen, se detallará el comportamiento de los tres muros en cada fase.

6.3.1. Muro MA-SQ-LR1*

Fase 1. D= 0.25 mm (color Amarillo crayola)

No se presentaron fisuras. El muro se comporta de manera elástica (figura 6.3) .La fuerza cortante máxima fue de 44 kN y -41 kN.

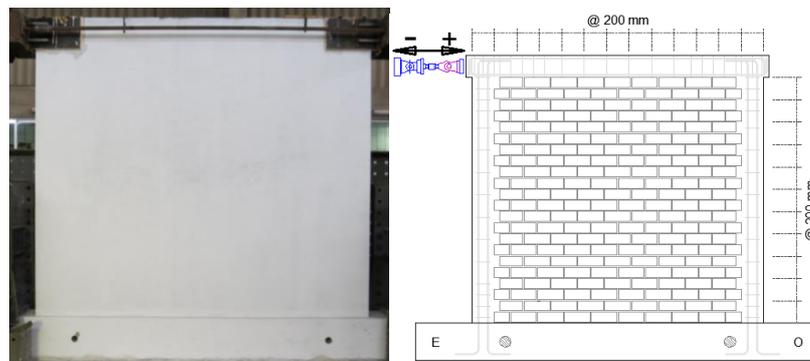


Figura 6.3 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)

Fase 2. D= 0.50 mm (color Amarillo plumón)

Se presentaron las primeras fisuras en la parte inferior de la columna derecha e izquierda de 0.05mm (figura 6.4). La fuerza cortante máxima fue de 71 kN y -57 kN.

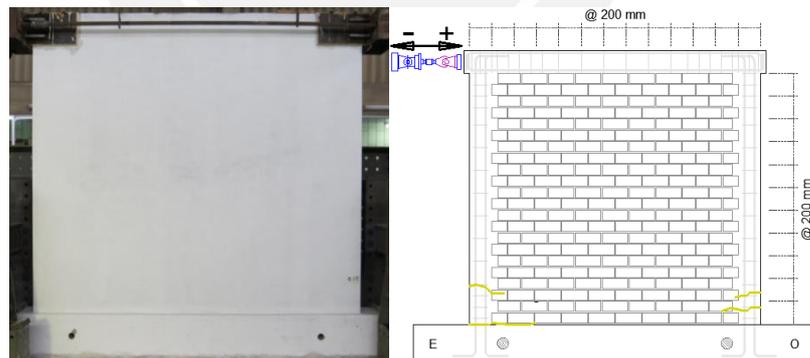


Figura 6.4 Muro MA-SQ-LR1*

Fase 3. D= 1.00 mm (color Fucsia)

Las fisuras siguieron teniendo el mismo grosor de 0.05mm (figura 6.5). La fuerza cortante máxima fue de 105 kN y -80 kN.

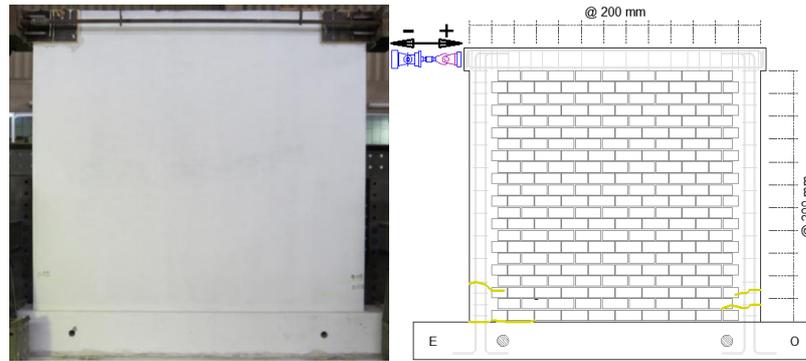


Figura 6.5 Muro al término de la fase 3

Fase 4. D= 1.40 mm (color Naranja)

Las grietas siguieron alargándose y una nueva grieta tuvo lugar en la parte inferior de la columna derecha. Una fisura superior se presentó por debajo de la mitad de la columna (figura 6.6). La fuerza cortante máxima fue de 122 kN y -97 kN.

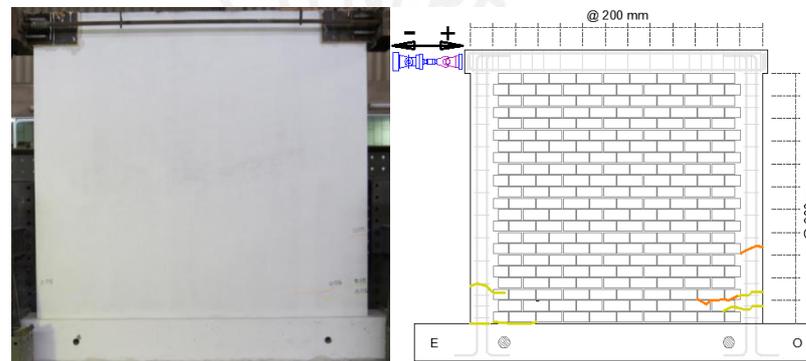


Figura 6.6 Muro al término de la fase 4

Fase 5. D= 2.00 mm (color Rojo)

Nuevas grietas con un grosor de 0.05mm aparecieron en la viga de cimentación. No hubo extensión de fisuras y solo aparecieron un par de fisuras nuevas en la parte inferior de la columna izquierda de 0.05 mm de espesor (figura 6.7). La fuerza cortante máxima fue de 145 kN y -118 kN.

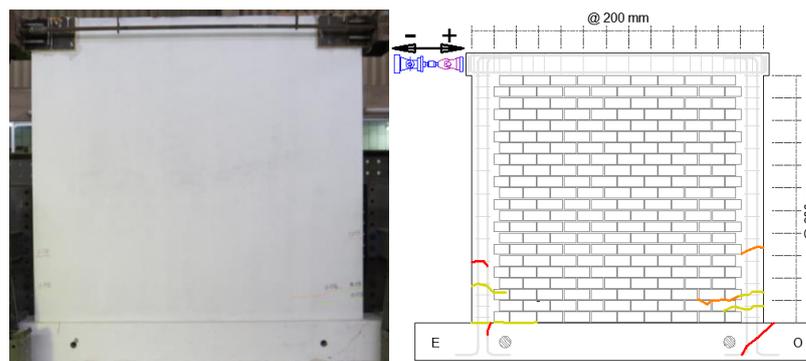


Figura 6.7 Muro al término de la fase 5

Fase 6. D= 2.80 mm (color Verde)

Hubo alargamiento de la fisuras de fases anteriores, también nuevas fisuras en la parte inferior de ambas columnas con 0.05 mm de grosor (figura 6.8). La fuerza cortante máxima fue de 165 kN y -140 kN.

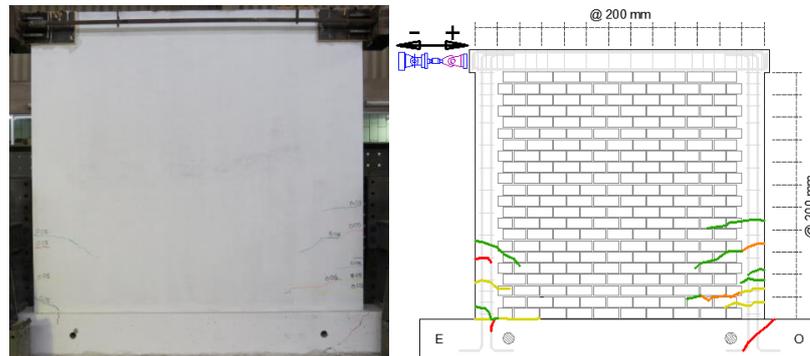


Figura 6.8 Muro al término de la fase 6

Fase 7. D= 3.90 mm (color Azul)

En esta fase la longitud de las fisuras que aparecieron fueron mayores a comparación de las fases anteriores. Además estas se presentaron con un grosor de 0.05 mm y una trayectoria escalonada. En la viga de cimentación también aparecieron fisuras (figura 6.9). La fuerza cortante máxima fue de 196 kN y -164 kN.

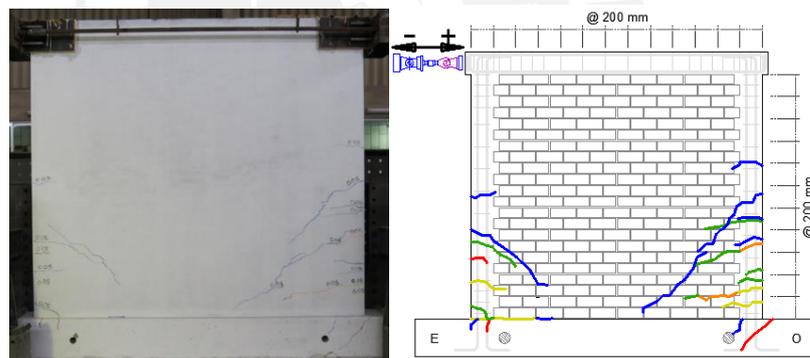


Figura 6.9 Muro al término de la fase 7

Fase 8. D= 5.50 mm (color Morado)

En esta fase, fisuras de 0.10 y 0.15mm comenzaron a aparecer en la diagonal superior del lado izquierdo del muro (figura 6.10). La fuerza cortante máxima fue de 230 kN y -190 kN.

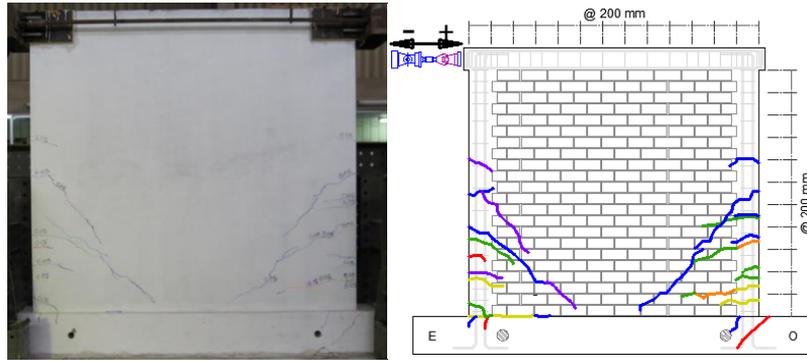


Figura 6.10 Muro al término de la fase 8

Fase 9. D= 7.70 mm (color Marrón)

Aparecieron fisuras de 0.10 y 0.15mm .Las fisuras en la viga comenzaron a aumentar su grosor en 0.05 y 0.10 mm. También se apreció desprendimiento del concreto en la parte inferior derecha de la viga (figura 6.11). La fuerza cortante máxima fue de 262 kN y -205 kN.

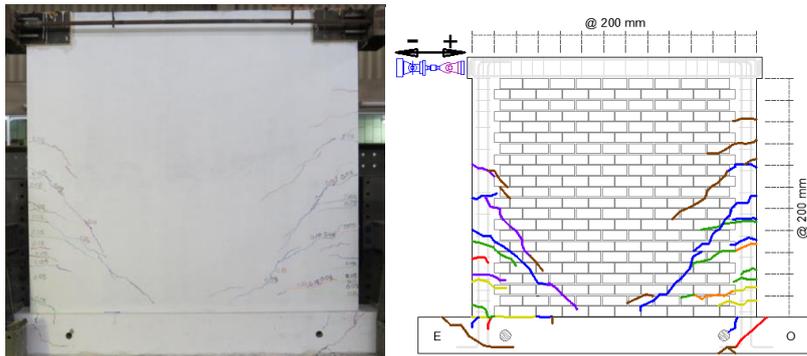


Figura 6.11 Muro al término de la fase 9

Fase 10. D= 10.80 mm (color Negro)

Un par de fisuras diagonales aparecieron en ambos extremos del muro en el izquierdo de grosor de 0.30 mm y en el derecho de 0.25mm, estas se unieron a la parte inferior central del muro generando una forma de “V”. El grosor de las demás fisuras que aparecieron fueron entre 0.10 y 0.30 mm (figura 6.12) .La fuerza cortante máxima fue de 297 kN y -228 kN.

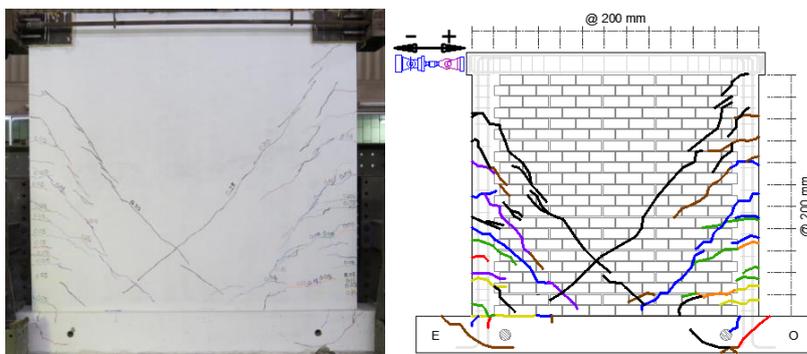


Figura 6.12 Muro al término de la fase 10

Fase 11. D= 15.00 mm (color Dorado)

Arecieron 3 fisuras en la parte superior del muro izquierdo y 1 en el derecho, una fisura de gran longitud se dio lugar en la partes central derecha y siguió escalonadamente hasta la parte inferior central del muro. Además el daño se concentró en las fisuras de la viga de cimentación las cuales aumentaron de grosor y longitud (figura 6.13). La fuerza cortante máxima fue de 311 kN y -250 kN.

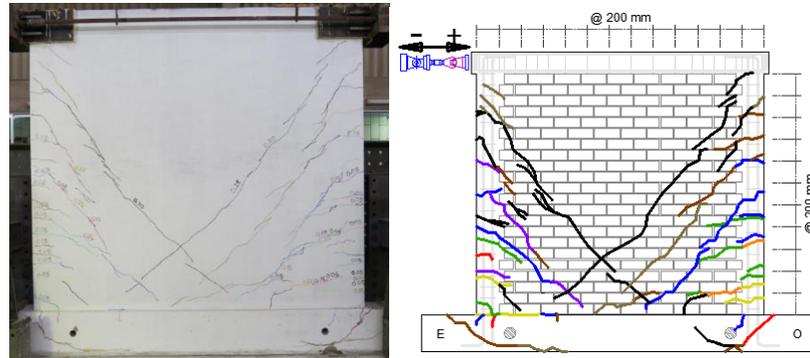


Figura 6.13 Muro al término de la fase 11

Fase 12. D= 20.00 mm (color Dorado)

La viga de cimentación comenzó a recibir todo el daño, las fisuras se comenzaron a unir y sus grosores comenzaron a aumentar en gran proporción (figura 6.14). La fuerza cortante máxima fue de 330 kN y -273 kN.

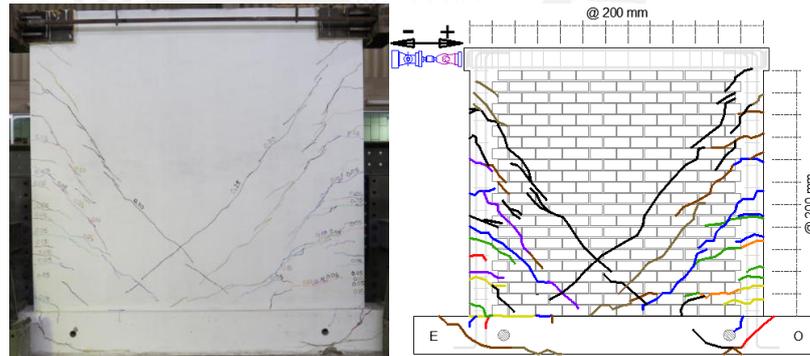


Figura 6.14 Muro al término de la fase 12

Fase 13. D= 26.00 mm (color Dorado)

La estructura falló debido a que las fisuras de la viga de cimentación se unieron y generaron que el daño se localice en esa zona (figura 6.15). La fuerza cortante máxima fue de 350 kN y -241 kN.

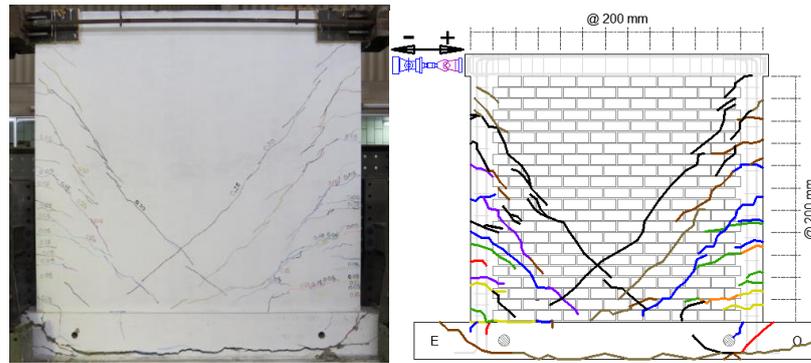


Figura 6.15 Muro al término de la fase 13

4.3.2. Muro MA-SQ-LR2*

Fase 1. $D= 0.25$ mm (color Amarillo crayola)

No se presentaron fisuras. El muro se comportó de manera elástica (figura 6.16) .La fuerza cortante máxima fue de 34 kN y -45 kN.

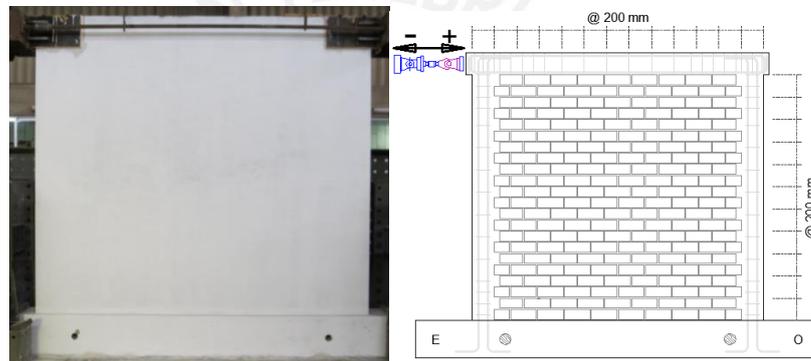


Figura 6.16 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)

Fase 2. $D= 0.50$ mm (color Amarillo plumón)

Se presentaron las primeras fisuras en la parte inferior del paño de albañilería y cerca de las columnas. En ambos bordes inferiores las fisuras fueron de 0.05 a 0.15mm de grosor. Primera fisuras en la viga de cimentación (figura 6.17) .La fuerza cortante máxima fue de 56 kN y -70 kN.

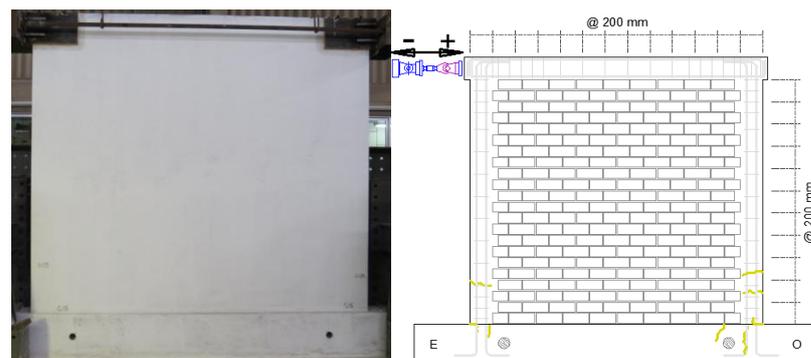


Figura 6.17 Muro al término de la fase 2

Fase 3. D= 1.00 mm (color Fucsia)

Las fisuras en el lado derecho comenzaron a crecer en longitud, pero el grosor seguía siendo de 0.05mm. En la parte central de la columna izquierda se comenzó a presentar fisuras (figura 6.18) .La fuerza cortante máxima fue de 87 kN y -111 kN.

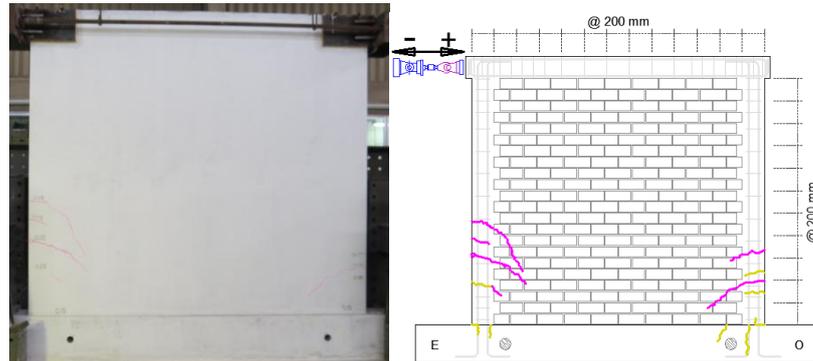


Figura 6.18 Muro al término de la fase 3

Fase 4. D= 1.40 mm (color Naranja)

Las grietas siguieron alargándose y nuevas grietas tuvieron lugar en la parte inferior de las columnas. Además, apareció la primera fisura en el lado izquierdo de la viga de cimentación que se unió con las fisuras del muro (figura 6.19) .La fuerza cortante máxima fue de 105kN y -135 kN.

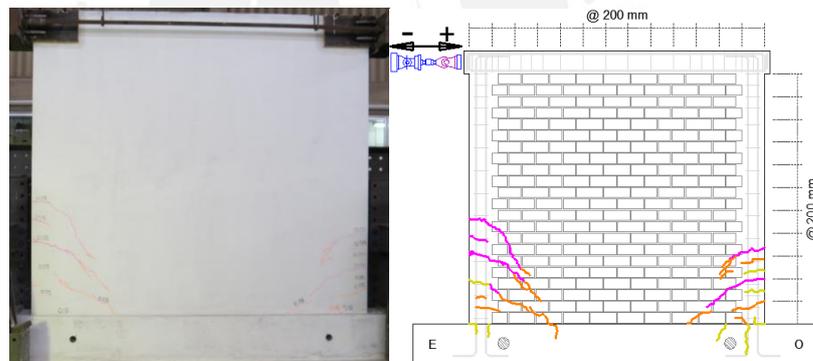


Figura 6.19 Muro al término de la fase 4

Fase 5. D= 2.00 mm (color Rojo)

Nuevas grietas con un grosor de 0.05mm aparecieron en la mitad del paño en ambos extremos del muro. Las fisuras se extienden hacia la parte inferior del muro. Aparecieron dos fisuras, una de 0.50 mm en el extremo inferior izquierdo del muro y la otra en el otro extremo inferior derecho de 0.35mm de grosor (figura 6.20).La fuerza cortante máxima fue de 126 kN y -161 kN.

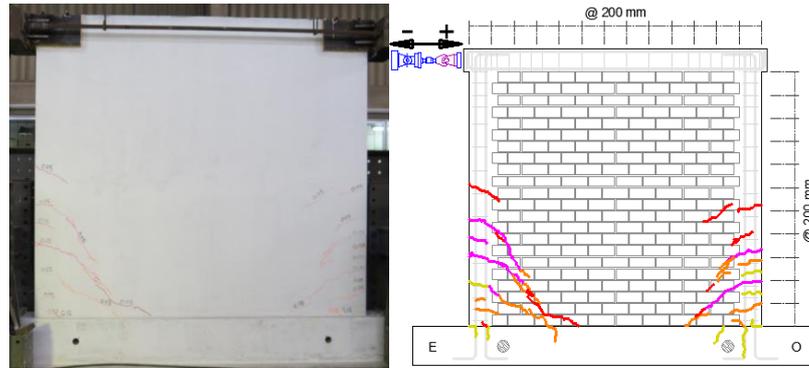


Figura 6.20 Muro al término de la fase 5

Fase 6. D= 2.80 mm (color Verde)

A la altura de la mitad de las columnas se produjeron varias grietas en ambos lados. Aparecieron grietas de 0.05 y 0.10mm que tuvieron una trayectoria escalonada con dirección hacia la zona central inferior del paño de albañilería. El grosor de la fisuras en los extremos del muro siguieron siendo de 0.05 y 0.15mm (figura 6.21) .La fuerza cortante máxima fue de 150 kN y -191 kN.

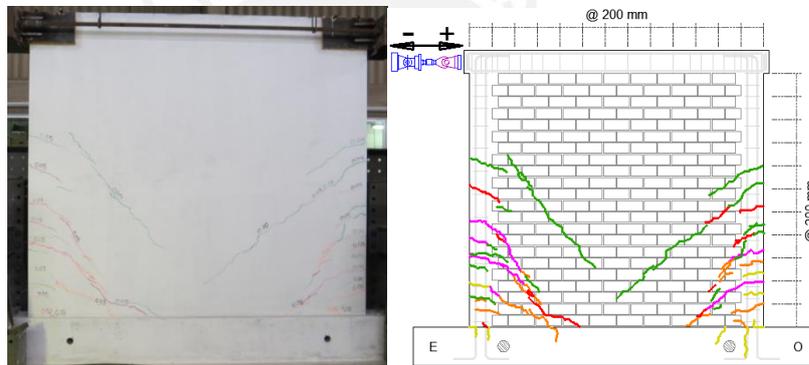


Figura 6.21 Muro al término de la fase 6

Fase 7. D= 3.90 mm (color Azul)

Una fisura de grosor de 0.30mm apareció en la continuación de la trayectoria escalonada inferior izquierda. Aparecieron fisuras un poco más arriba de la mitad del muro. Otras fisuras como las fisuras de las fases 5 y 6 se comenzaron a unir. Asimismo, apareció una fisura en la parte superior de la columna izquierda (figura 6.22) .La fuerza cortante máxima fue de 178 kN y -217 kN.

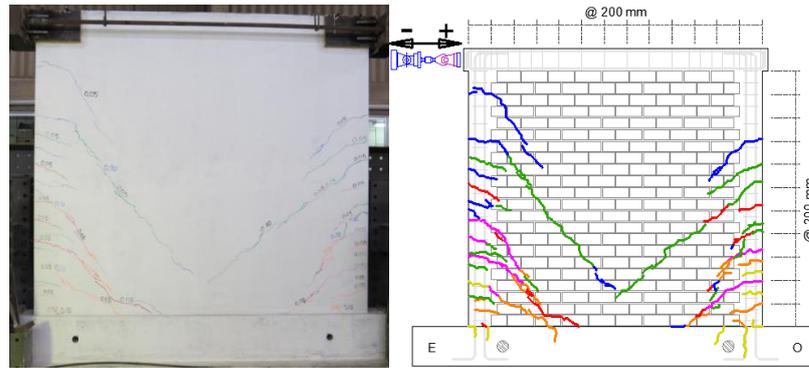


Figura 6.22 Muro al término de la fase 7

Fase 8. D= 5.50 mm (color Morado)

En esta fase se produjeron grietas en la viga de cimentación, algunas de ellas fueron continuación de las fisuras de anteriores fases. Fisuras de 0.20mm comenzaron a aparecer en la diagonal superior de ambos extremos (figura 6.23) .La fuerza cortante máxima fue de 218 kN y -250 kN.

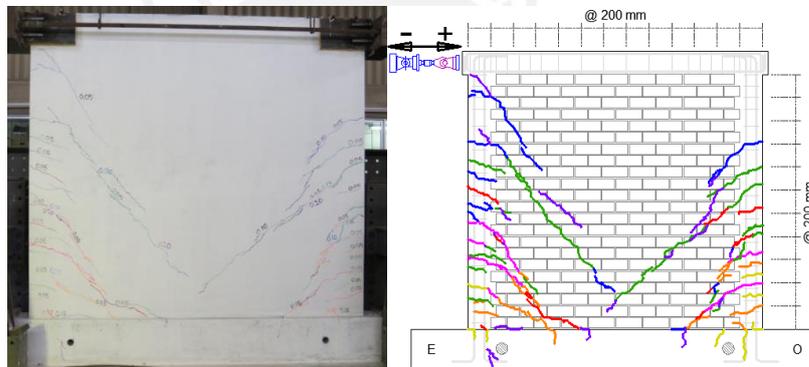


Figura 6.23 Muro al término de la fase 8

Fase 9. D= 7.70 mm (color Marrón)

Aparecieron varias fisuras las cuales se ubicaron en los extremos derecho e izquierdo. En el lado derecho apareció una fisura de 0.40mm. Luego, se produjo la unión de las dos fisuras diagonales (figura 6.24) .La fuerza cortante máxima fue de 262 kN y -266 kN.

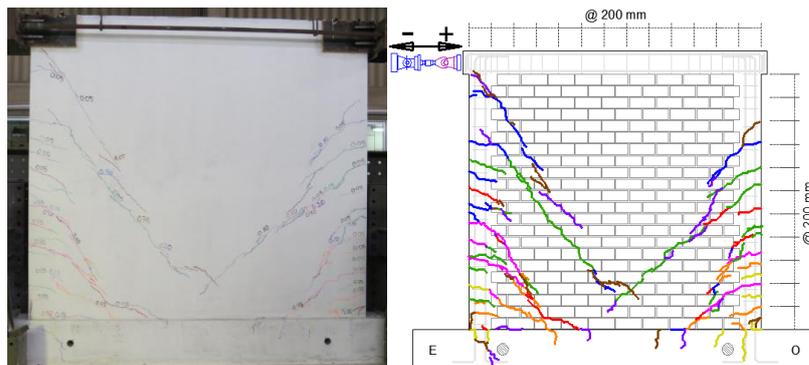


Figura 6.24 Muro al término de la fase 9

Fase 10. D= 10.80 mm (color Negro)

Una gran fisura diagonal apareció que se originó en la parte superior derecha y llegó hasta la unión de las otras fisuras diagonales inferiores. El tamaño de algunas grietas creció. Se generó una fisura de 3.0mm de grosor en la parte inferior de la columna izquierda y derecha. Además, se incrementó la fisura en la unión viga de cimentación y muro (figura 6.25). La fuerza cortante máxima fue de 301 kN y -284 kN.

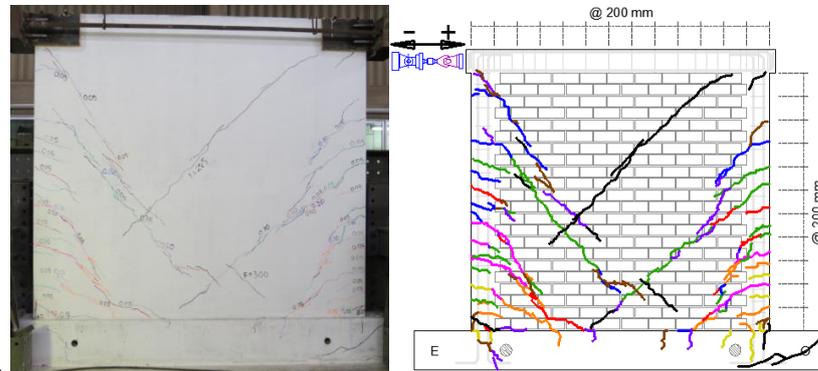


Figura 6.25 Muro al término de la fase 10

Fase 11. D= 15.00 mm (color Dorado)

La cantidad de fisuras no aumentaron en gran proporción a comparación de las fases pasadas. Esta vez hubo nuevas fisuras en la viga de cimentación. EL daño en la viga de cimentación es evidente (figura 6.26). La fuerza cortante máxima fue de 334 kN y -301 kN.

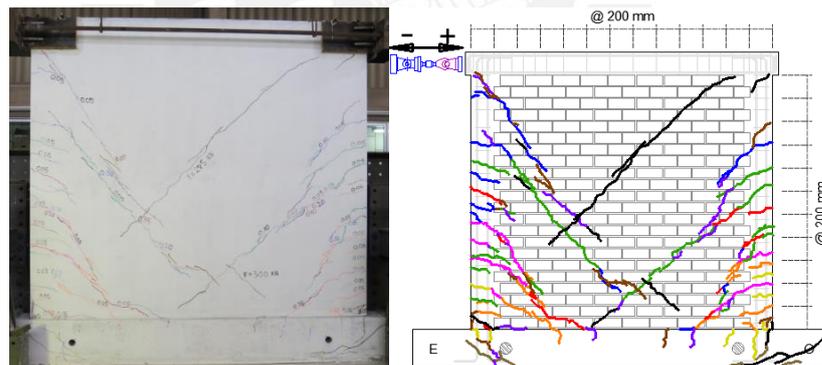


Figura 6.26 Muro al término de la fase 11

Fase 12. D= 20.00 mm (color Dorado)

Se generaron fisuras en la parte inferior central del muro. La viga de cimentación comenzó a mostrar un incremento en la longitud de las fisuras. Se dio la unión de las nuevas fisuras a otras ya generadas. La viga comienza a mostrar daño (figura 6.27). La fuerza cortante máxima fue de 343 kN y -266 kN.

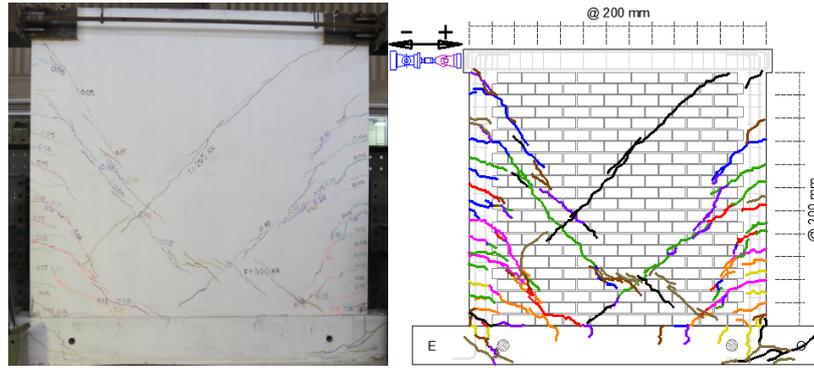


Figura 6.27 Muro al término de la fase 12

Fase 13. D= 26.00 mm (color Dorado)

La unión viga de cimentación con el muro se comenzó a destruir en el inicio de la fase 13. El muro ya agrietado redujo su capacidad de carga, la viga de cimentación también falló (figura 6.28). La fuerza cortante máxima fue de 175 kN.

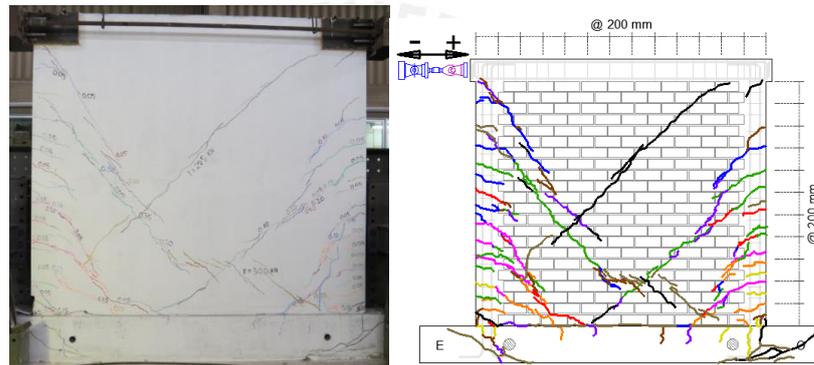


Figura 6.28 Muro al término de la fase 13

6.3.3. Muro MA-SQ-LR3*

Fase 1. D= 0.25 mm (color Amarillo crayola)

No se presentaron fisuras. El muro se comportó de manera elástica (figura 6.29). La fuerza cortante máxima fue de 44 kN y -39 kN.

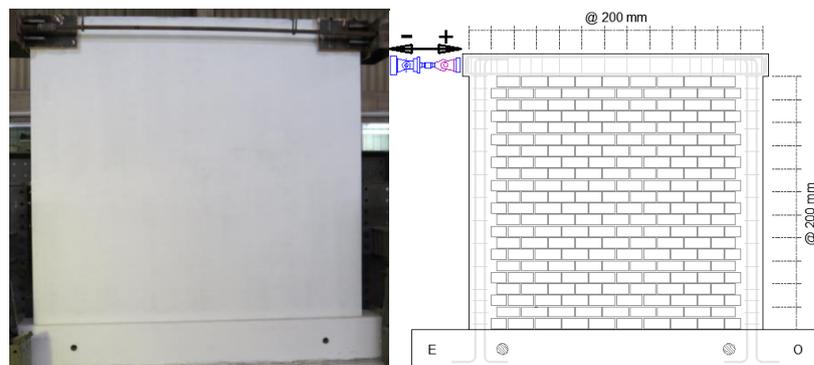


Figura 6.29 Muro sin fisuras (comportamiento elástico)

Fase 2. D= 0.50 mm (color Amarillo plumón)

Se presentó la primera fisura en la parte inferior izquierdo del paño de albañilería en las columnas. En este borde inferior las fisuras fueron de 0.05mm de grosor (figura 6.30) .La fuerza cortante máxima fue de 63 kN y -58 kN.

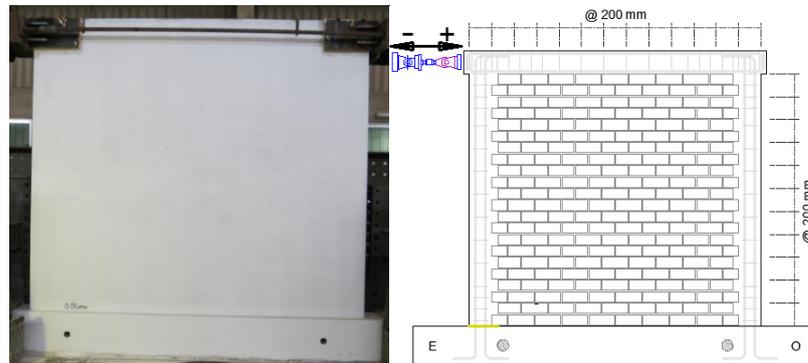


Figura 6.30 Muro al término de la fase 2

Fase 3. D= 1.00 mm (color Fucsia)

Una fisura de 0.10mm de grosor comenzó a aparecer en el lado inferior derecho e izquierdo de la columna. Otra fisura de 0.05mm se dio origen en el lado inferior izquierdo (figura 6.31) .La fuerza cortante máxima fue de 94 kN y -86 kN.

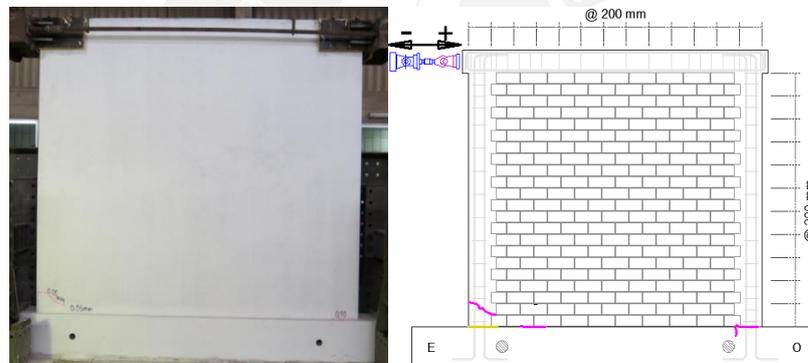


Figura 6.31 Muro al término de la fase 3

Fase 4. D= 1.40 mm (color Naranja)

Las grietas siguieron alargándose y nuevas grietas tuvieron lugar en el tercio inferior de las columnas. Además, las nuevas fisuras aparecieron paralelas al de las fases anteriores (figura 6.32). La fuerza cortante máxima fue de 115 kN y -104 kN.

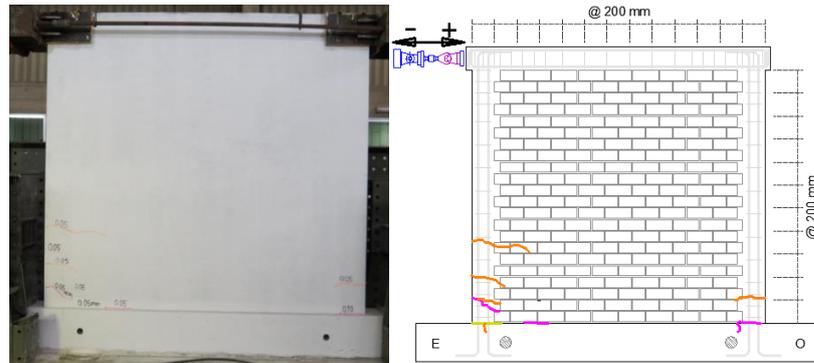


Figura 6.32 Muro al término de la fase 4

Fase 5. D= 2.00 mm (color Rojo)

Nuevas grietas con un grosor de 0.05mm aparecieron en la unión del muro y la viga de cimentación. Las fisuras se extienden hacia la parte inferior del muro. Aparecieron dos fisuras en la viga de cimentación de 0.05mm (figura 6.33). La fuerza cortante máxima fue de 137 kN y -125 kN.

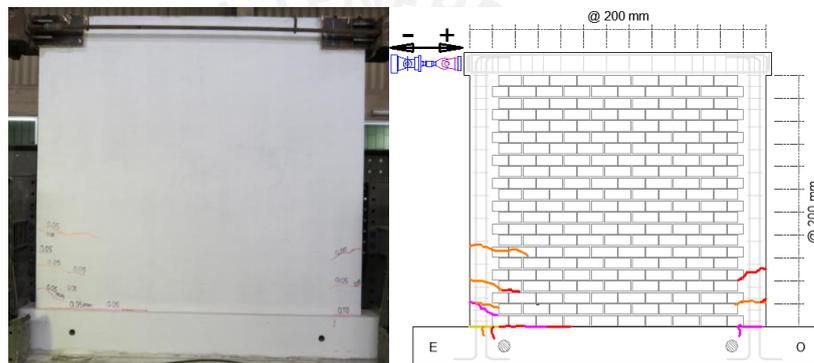


Figura 6.33 Muro al término de la fase 5

Fase 6. D= 2.80 mm (color Verde)

A la altura de la mitad de las columnas se produjeron varias grietas en ambos lados, todas ellas de 0.05mm. En donde en el lado derecho hubo una larga fisura que atraviesa columna y muro (figura 6.34). La fuerza cortante máxima fue de 160 kN y -148 kN.

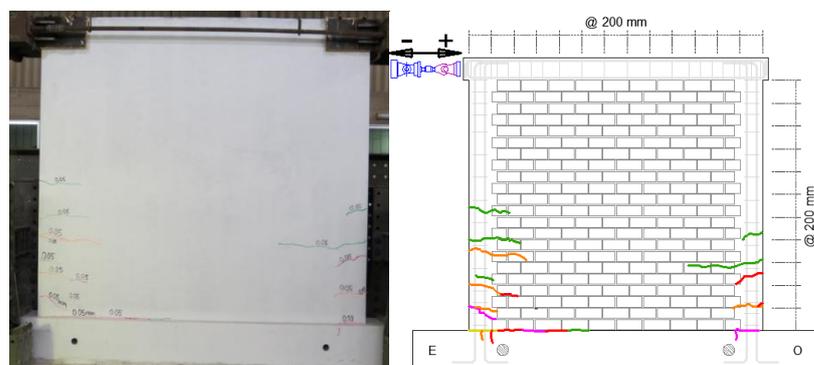


Figura 6.34 Muro al término de la fase 6

Fase 7. D= 3.90 mm (color Azul)

Nuevas fisuras siguieron teniendo el mismo grosor de 0.05mm. Mientras que otras fisuras como las fisuras de las fases 5 y 6, se comenzaron a unir. Las nuevas fisuras y las antiguas tienden a ir hacia la parte inferior del muro (figura 6.35) .La fuerza cortante máxima fue de 190 kN y -176 kN.

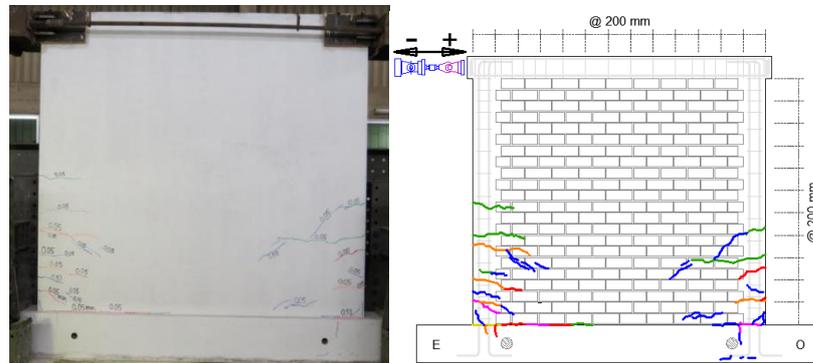


Figura 6.35 Muro al término de la fase 7

Fase 8. D= 5.50 mm (color Morado)

En esta fase se produjeron varias fisuras de 0.10mm de grosor en la zona intermedia de las columnas y avanzaron hacia la parte inferior del paño del muro. Las fisuras que habían aparecido en la unión viga cimentación y muro se comenzaron a alargar y se originó una fisura de 0.30mm de grosor. Las fisuras en esta fase siguieron una trayectoria escalonada (figura 6.36) .La fuerza cortante máxima fue de 228 kN y -207 kN.

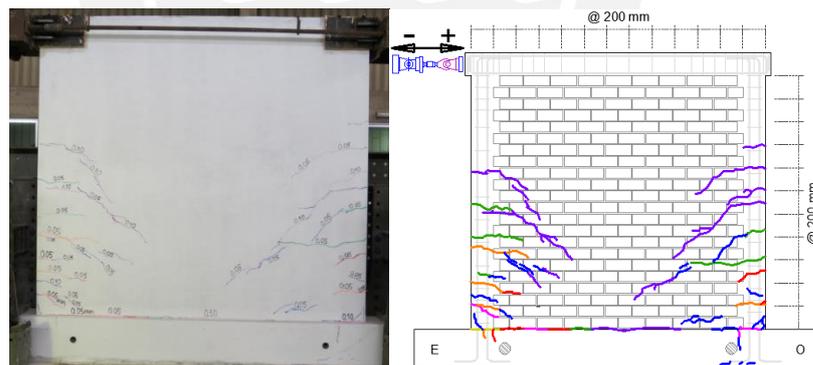


Figura 6.36 Muro al término de la fase 8

Fase 9. D= 7.70 mm (color Marrón)

Aparecieron varias fisuras en las columnas especialmente en la zona cercana a la base. En el lado derecho, aparecieron fisuras de 0.05, 0.10 y 0.20mm de grosor. La viga de cimentación comenzó tener fisuras considerables (figura 6.37). La fuerza cortante máxima fue de 273 kN y -244 kN.

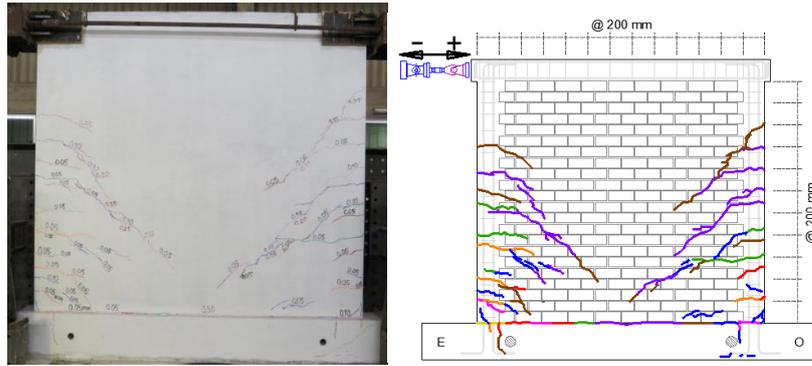


Figura 6.37 Muro al término de la fase 9

Fase 10. D= 10.80 mm (color Negro)

Ambas columnas comenzaron a tener mayor cantidad de fisuras en todo su altura, siendo la parte inferior la más afectada. Las fisuras en la viga de cimentación siguieron incrementándose (figura 6.38). La fuerza cortante máxima fue de 300 kN y -265 kN.

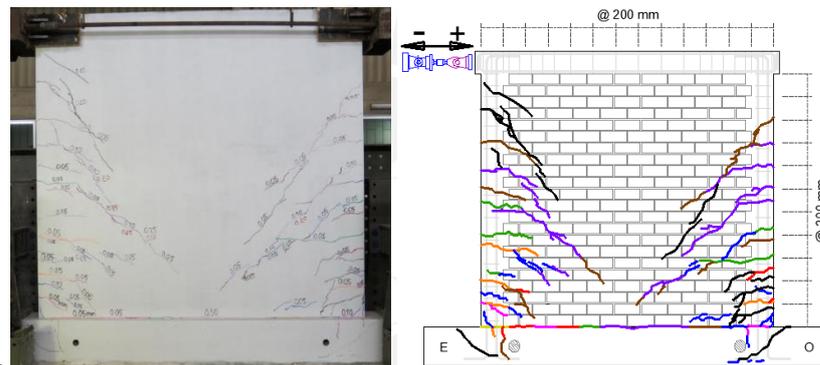


Figura 6.38 Muro al término de la fase 10

Fase 11. D= 15.00 mm (color Dorado)

La cantidad de fisuras no aumentó en gran proporción a comparación de las fases anteriores, pero una gran fisura se originó en la columna derecha parte inferior. La dirección de esta fisura es una línea recta paralela a la altura del muro con grosor de 6mm (figura 6.39). La fuerza cortante máxima fue de 326 kN y -264 kN.

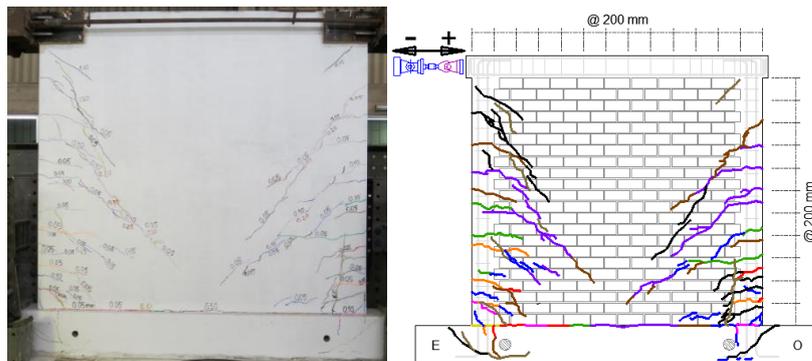


Figura 6.39 Muro al término de la fase 11

Fase 12. D= 20.00 mm (color Dorado)

Se generaron fisuras en la parte inferior de ambas columnas de 0.20 y 0.25 mm de grosor. Una fisura horizontal se produjo en la zona inferior del muro paralela a la viga de cimentación (figura 6.40). La fuerza cortante máxima fue de 319 kN y -234 kN.

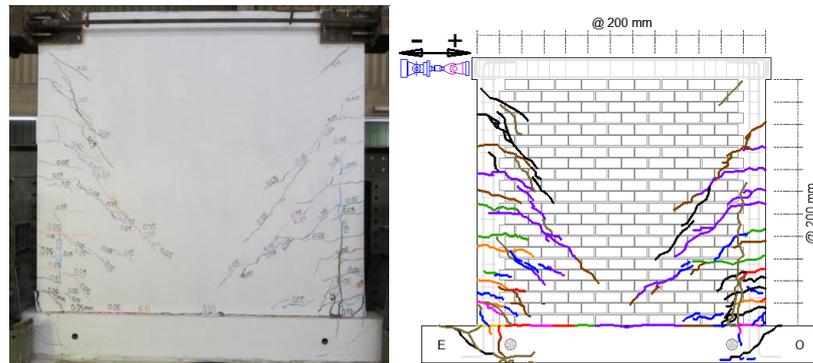


Figura 6.40 Muro al término de la fase 12

Fase 13. D= 26.00 mm (color Dorado)

Tanto las fisuras de las columnas como el incremento de las fisuras en la viga de cimentación generaron que la estructura no trabaje uniforme y comience a fallar (figura 6.41). La fuerza cortante máxima fue de 222 kN.

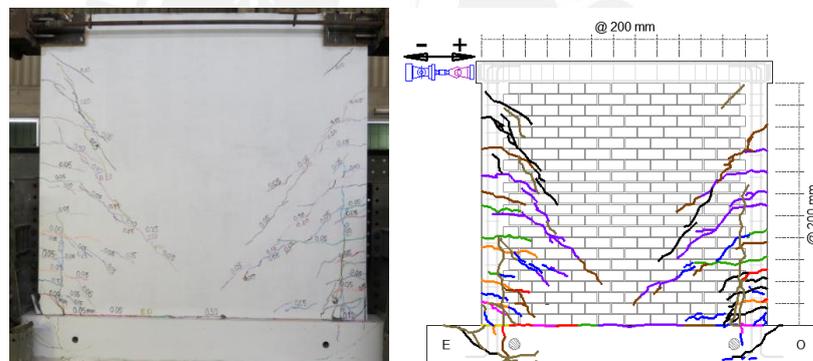


Figura 6.41 Muro al término de la fase 13

6.4 Diagramas histeréticos fuerza cortante vs. desplazamiento Lateral

Las figuras 6.42, 6.43 y 6.44 corresponden a los lazos histeréticos Fuerza Cortante vs. Desplazamiento Lateral (D6) de los muros reforzados MA-SQ-LR1*, MA-SQ-LR2* y MA-SQ-LR3*, respectivamente. Estos muros fueron ensayados hasta su colapso (figura 6.42, 6.43 y 6.44).

Muro MA-SQ-LR1* analizado hasta que llegó al colapso (figura 6.42).

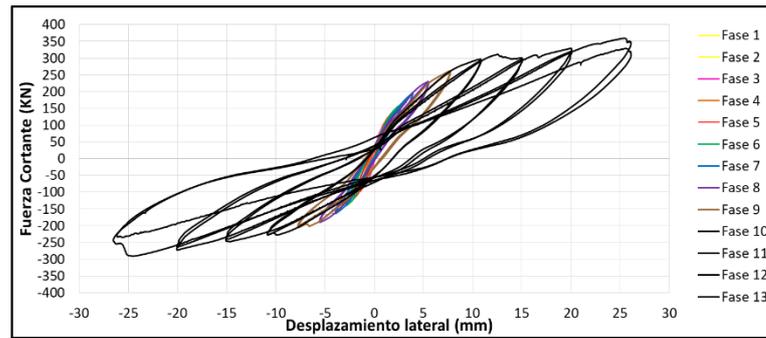


Figura 6.42 Lazos histeréticos del Muro reforzado MA-SQ-LR1*

Muro MA-SQ-LR2* analizado hasta que llegó al colapso (figura 6.43).

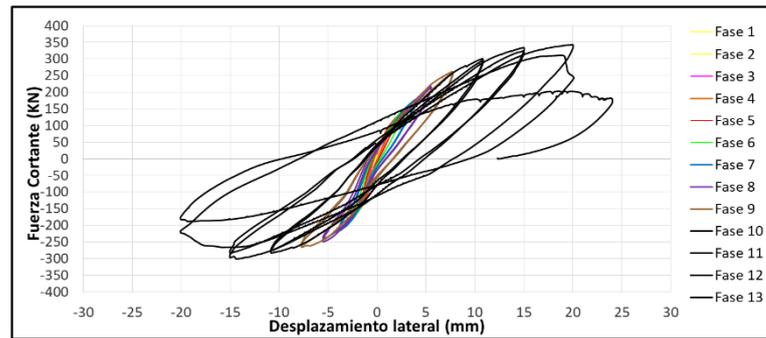


Figura 6.43 Lazos histeréticos del Muro reforzado MA-SQ-LR2*

Muro MA-SQ-LR3* analizado hasta que llegó al colapso (figura 6.44).

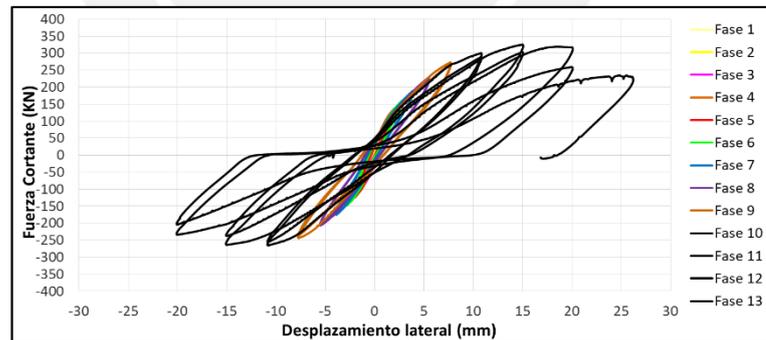


Figura 6.44 Lazos histeréticos del Muro reforzado MA-SQ-LR3*

6.5 Evaluación post ensayo

Se pasará a detallar lo observado luego de los ensayos en el laboratorio. Para lo cual, los muros reforzados fueron picados en ciertas zonas y caras seleccionadas a criterio del encargado de área. A continuación, se pasará a explicar lo encontrado en cada una de las áreas analizadas.

Muro MA-SQ-LR1*

En el primer muro, el cual falló en la fase 13 y con una carga de 315 KN, se puede observar que la falla se produjo en los extremos inferiores entre la vida se cimentación y las columnas, lo que ocasionó que el refuerzo del muro no trabajara al 100%. Para observar el comportamiento del refuerzo hasta el punto de falla, se pasó a picar un área de 1 m² en la cara del muro pintada y dos en la cara del muro no pintada (figura 6.45).



Figura 6.45 Cara delantera y trasera del muro MA-SQ-LR1*

En el detalle del área de observación 1 la malla colocada no sufrió daño, todas las varillas tanto longitudinales y verticales que conforman la malla se encontraron en su posición original. Además las uniones entre ellas siguieron en buen estado (figura 6.46).



Figura 6.46 Área de observación 1 (MA-SQ-LR1*)

En las áreas de observación 2 y 3 se pudo observar que el resanado del muro no sufrió algún tipo de desprendimiento, ni que estas grietas hayan aumentado de tamaño. Además la unión de la viga solera y la columna que fue reparada, no presentó daño (figura 6.47)



Figura 6.47 Área de observación 2 y 3 (MA-SQ-LR1*)

Muro MA-SQ-LR2*

En el segundo muro, el cual falló en la fase 12 y con una carga de 343 KN, se puede observar que la falla se produjo en la unión muro-viga de cimentación, la cual ocasionó que el muro no trabaje en su totalidad. Esta unión falló debido al esfuerzo de flexión que se generó. Ya que, el refuerzo colocado convirtió al muro en un sólido rígido, lo que ocasionó que en la unión las fuerzas sea mayores a lo que este podía resistir. Con ello, el refuerzo no trabajó al 100 %. Para observar el comportamiento del refuerzo hasta este punto se pasó a picar un área de 1 m² en la cara del muro pintada y dos en la cara del muro no pintada (figura 6.48).



Figura 6.48 Cara delantera y trasera del muro MA-SQ-LR2*

En la cara posterior del muro se pudo observar un daño ligero en el resanado de las grietas. Esta se produjo debido a la alta carga a la cual fue expuesto el muro. La malla de refuerzo no sufrió daño alguno (figura 6.49)



Figura 6.49 Detalle del área de observación 4 (MA-SQ-LR2*)

Además en las áreas 5 y 6, el resanado (líneas marcadas de color blanco) no se desprendió ni se agrando el tamaño de la grieta (figura 6.50)



Figura 6.50 Detalle del área de observación 5 y 6 (MA-SQ-LR2*)

Muro MA-SQ-LR3*

En el tercer muro, el cual falló en la fase 12 y con una carga de 319 KN, la falla se produjo en la unión de viga de cimentación y el muro, además en los extremos inferiores de las columnas la deformación fue considerable. Para hacer un mejor detalle, se picó dos áreas en los extremos inferiores del muro de la cara pintada y dos en la cara no pintada del muro (figura 6.51)



Figura 6.51 Cara delantera y trasera del muro MA-SQ-LR3*

En el área de observación tanto 7 como 8, se pudo observar daño en la unión de muro y columnas. Las fisuras que se presentaron son considerablemente grandes. A pesar de que estas

fisuras se presentaron cerca de la malla de refuerzo, esta no presentó daño en esa zona (ver figura 6.52)



Figura 6.52 Áreas de observación 7 y 8 (MA-SQ-LR3)*

En el área de observación 9 no había daño en toda la zona y la malla se encontró en buen estado y en el área de observación 10 la reparación del nudo entre la viga solera y la columna, no sufrió ningún tipo de daño, la malla de refuerzo se encuentra en buen estado, los agujeros perforados y el alambre #8 están en su misma posición (figura 6.53)



Figura 6.53 Áreas de observación 9 y 10 (MA-SQ-LR3)*

CAPÍTULO 7: PROCESAMIENTO Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En el presente capítulo se mostrará el procesamiento de los datos que se obtuvieron en los ensayos realizados en el laboratorio de estructuras (LEDI) de los muros MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 y MA-SQ-LR3; es decir, los ensayos hasta el límite reparabilidad y los muros MA-SQ-LR1, MA-SQ-LR2 y MA-SQ-LR3; los reforzados y ensayados hasta el colapso. Todo ello en base a los desplazamientos registrados por los LVDT's y las fuerzas correspondientes a cada muro. Finalizado cada cálculo se presentará un comparativo de los muros antes mencionados con y sin refuerzo de malla de acero.

Se mostrará la disposición la distribución de los LDVT's los cuales serán utilizados en los posteriores cálculos y análisis de los muros. (figura7.1)

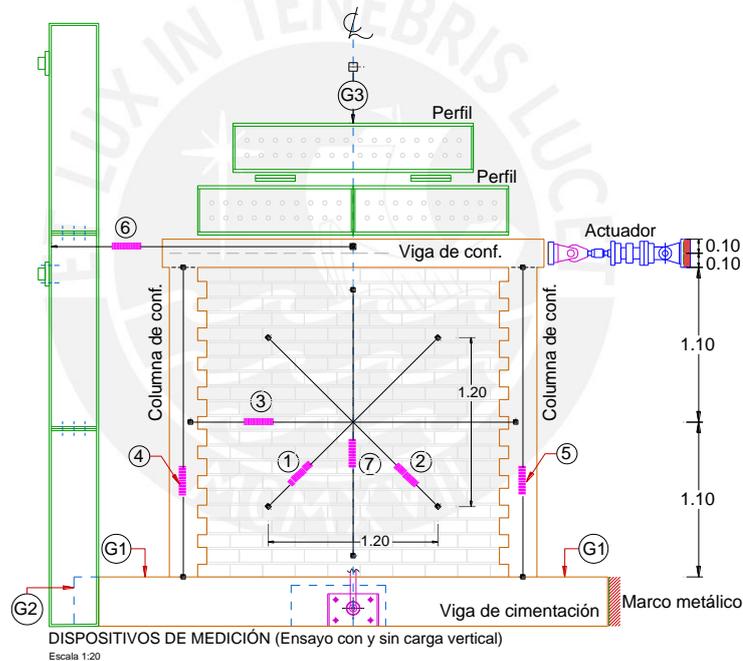


Figura 7.1 Distribución de los LDVT's de los muros

7.1 Envoltente Fuerza Cortante vs. Desplazamiento lateral

En la realización de la envoltente de los lazos histeréticos de los muros reforzados se tuvo que seleccionar las mayores fuerzas (positivas y negativas) que ocurrieron en cada una de las fases. Estas fuerzas se registraron en las tablas 7.1 y 7.2, las cuales corresponden a los muros MA-SQ (muros sin reforzar ensayados hasta el colapso) y los muros MA-SQ-LR* (muros reparados y reforzados ensayados hasta el colapso).

Tabla 7. 1 Tabla de fuerza cortante vs. Desplazamiento lateral (MA-SQ)

FASE	MA-SQ-01		MA-SQ-02		MA-SQ-03		PROMEDIO	
	V(kN)	D6(mm)	V(kN)	D(mm)	V(kN)	D6(mm)	V(kN)	D6 (mm)
12	253	19.1	169	20	269.9	18.3	230.7	19.1
11	252	15.2	258	13.3	273.7	15	261.4	14.5
10	209	10.8	257	10.8	258.8	10.8	241.5	10.8
9	225	7.7	232	7.7	238.3	6.5	231.9	7.3
8	192	5.5	201	5.5	223.9	5.4	205.8	5.5
7	191	3.9	206	3.9	201.3	3.7	199.5	3.8
6	182	2.8	191	2.8	188.5	2.8	187.1	2.8
5	161	2	182	2	163.8	2	169.1	2
4	137	1.4	156	1.4	138.7	1.4	143.8	1.4
3	116	1	134	1	116.9	1	122.3	1
2	83	0.5	94	0.5	79.9	0.5	85.8	0.5
1	56	0.3	65	0.3	52.5	0.3	57.8	0.3
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	-54	-0.2	-47	-0.2	-39.9	-0.2	-46.8	-0.2
2	-79	-0.5	-66	-0.5	-60.3	-0.5	-68.1	-0.5
3	-119	-1	-96	-1	-99.2	-1	-104.6	-1
4	-143	-1.4	-115	-1.4	-124.3	-1.4	-127.2	-1.4
5	-169	-2	-138	-2	-155	-2	-153.9	-2
6	-184	-2.8	-158	-2.8	-179.2	-2.8	-173.5	-2.8
7	-206	-3.8	-177	-3.9	-196.5	-3.9	-193.2	-3.9
8	-213	-5.5	-195	-5.5	-204.3	-5.3	-204.2	-5.4
9	-234	-7.7	-220	-7.7	-226.8	-7.7	-227.2	-7.7
10	-198	-10.8	-253	-10.8	-246.4	-10.8	-232.4	-10.8
11	-187	-15.3	-263	-15	-246	-15	-232.1	-15.1
12	-155	-19.9	-269	-20	-224.3	-20	-216.1	-20

Tabla 7. 2 Tabla de fuerza cortante vs. Desplazamiento lateral (MA-SQ-LR*)

FASE	MA-SQ-LR1*		MA-SQ-LR2*		MA-SQ-LR3*		PROMEDIO	
	V(kN)	D(mm)	V(kN)	D(mm)	V(kN)	D(mm)	V(kN)	D(mm)
13	350.2	26	175.15	24.05	234.35	24.86	253.23	24.97
12	329.52	20	343.02	20.04	319.08	18.52	330.54	19.52
11	310.91	12.5	334.04	15.03	325.62	15.01	323.52	14.18
10	297.39	10.81	301.32	10.79	300.1	10.82	299.6	10.81
9	261.98	7.69	262.21	7.68	273.15	7.7	265.78	7.69
8	230.43	5.48	218.02	5.49	228.22	5.5	225.56	5.49
7	196.27	3.89	177.99	3.89	189.56	3.88	187.94	3.89
6	165.06	2.78	150.03	2.79	160.46	2.78	158.52	2.78
5	144.57	1.99	126.2	2	136.67	2.08	135.81	2.02
4	122.84	1.38	105.03	1.4	114.54	1.38	114.14	1.39
3	104.68	0.99	86.88	1	94.79	0.98	95.45	0.99
2	71.21	0.49	56.2	0.5	63.39	0.49	63.6	0.49
1	44.04	0.23	34.35	0.24	44.49	0.24	40.96	0.24
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	-40.54	-0.26	-44.78	-0.25	-39.43	-0.26	-41.58	-0.26
2	-57.05	-0.52	-70.25	-0.5	-57.8	-0.52	-61.7	-0.51
3	-80.36	-1.02	-111.13	-1	-86.45	-1.02	-92.65	-1.01
4	-96.87	-1.42	-135.1	-1.4	-104.17	-1.42	-112.05	-1.41
5	-117.89	-2.01	-161.55	-2	-124.98	-2.02	-134.81	-2.01
6	-139.67	-2.83	-190.84	-2.79	-147.99	-2.81	-159.5	-2.81
7	-163.88	-3.91	-216.68	-3.9	-175.94	-3.91	-185.5	-3.91
8	-190.2	-5.53	-250	-5.49	-207.13	-5.52	-215.78	-5.51
9	-205.28	-7.74	-265.96	-7.68	-244.15	-7.73	-238.46	-7.72
10	-228.3	-10.83	-283.84	-10.8	-265.45	-10.84	-259.2	-10.82
11	-247.71	-14.88	-297.56	-15	-264.17	-15.03	-269.81	-14.97
12	-272.78	-20.04	-219.31	-20.09	-234.41	-20.05	-242.17	-20.06
13	-254.38	-26.19					-254.38	-26.19

De la tabla 7.2 se pasó a construir la envolvente de los muros reforzados y reparados (MA-SQ-LR*) .En la figura 7.2 se puede apreciar que el muro MA-SQ-LR1* puede lograr un desplazamiento mayor a 25 mm, siendo este mayor a los del límite de reparabilidad de 10 mm. La fuerza cortante máxima en los muros MA-SQ-LR1*, MA-SQ-LR2* y MA-SQ-LR3* fue de 359 kN, 343 kN y 319 kN, respectivamente.

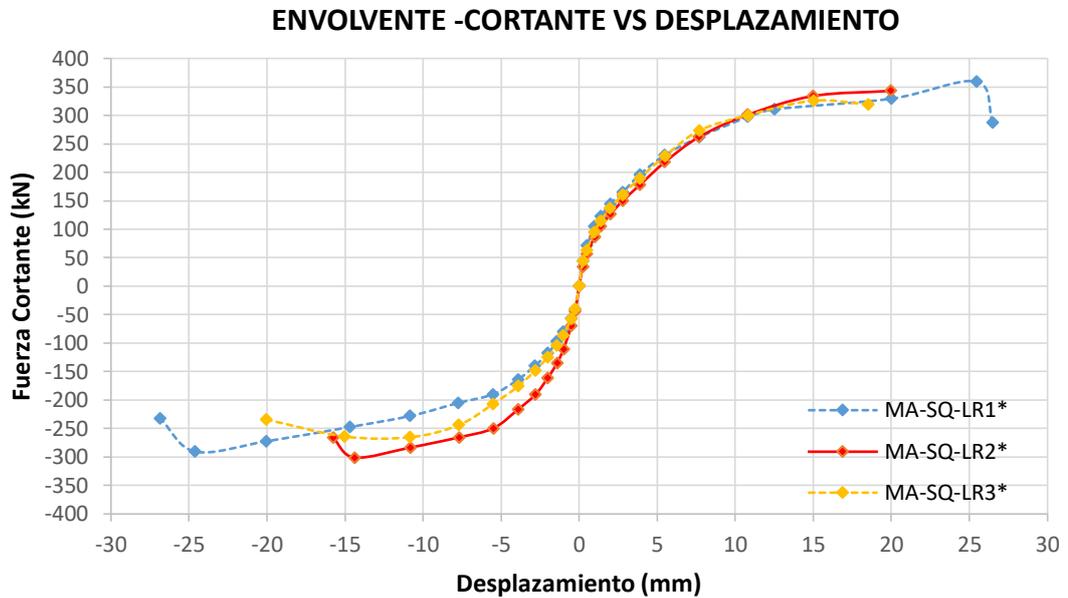


Figura 7. 2 Envolvente Fuerza Cortante vs Desplazamiento de los muros Reparados y Reforzados

Lo mismo se pasó a realizar para los muros sin reforzar ensayados hasta el colapso (MA-SQ-01, MA-SQ-02 Y MA-SQ-03).

Se pasó a construir la envolvente de cada uno de los muros con los datos brindados de trabajos realizados por tesistas de pregrado y posgrado (figura 7.3)

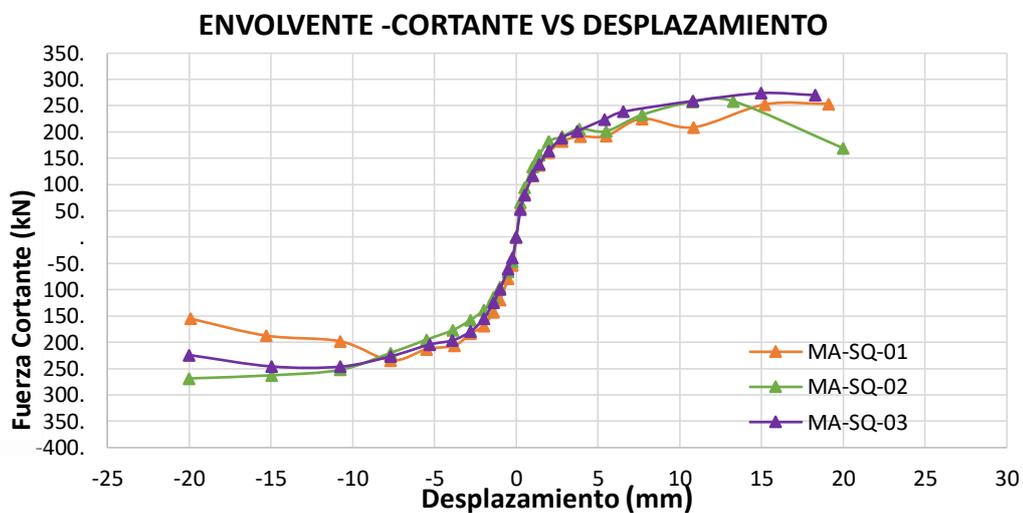


Figura 7. 3 Envolvente Fuerza Cortante vs Desplazamiento de los muros sin reforzar

Después se calculó los promedios de cada fase de carga y con ellos se construyó envolventes promedio para los muros con reforzamiento y sin reforzamientos, ambos ensayados hasta su colapso. (Figura 7.6)

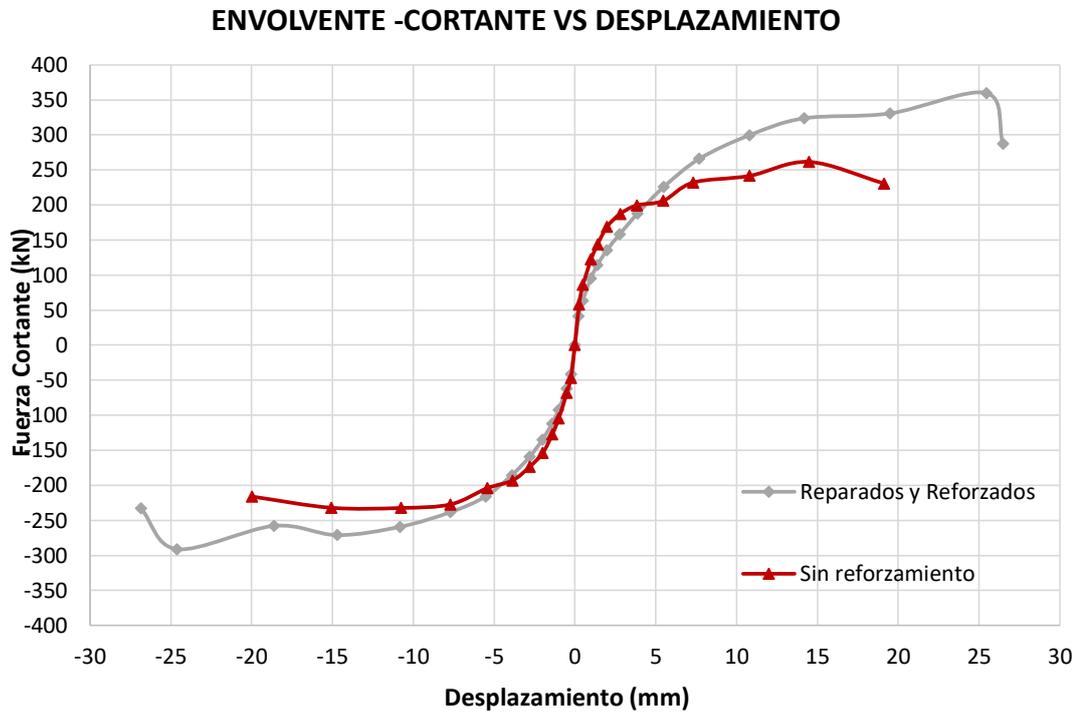


Figura 7. 4 Envolvente Fuerza Cortante vs Desplazamiento

La fuerza máxima promedio registrada de los muros sin reforzar fue de 246.59 kN registrado en la fase 12, en cambio, para los muros reparados y reforzados fue de 325.35 kN en la fase 13.

EL desplazamiento máximo promedio de los muros sin reforzar fue de 19.54 mm y 26.67 mm para los muros reparados y reforzados.

La rigidez inicial de los muros sin reforzar es mayor a los muros reforzados, esto se puede notar si se toma en cuenta la pendiente de la envolvente (figura 7.6).

7.2 Rigidez Lateral inicial

Para poder determinar la rigidez lateral inicial de los muros se pasó a tomar los datos registrados en la fase 1 y 2, pues es en esta donde el muro se encontraba en el rango elástico. (Figura 7.5 y 7.6). En cada fase se sacó el promedio de los dos ciclos y luego el de las dos fases para poder obtener una rigidez inicial por muro tanto para los muros ensayados hasta el límite de reparabilidad como para los reforzados.

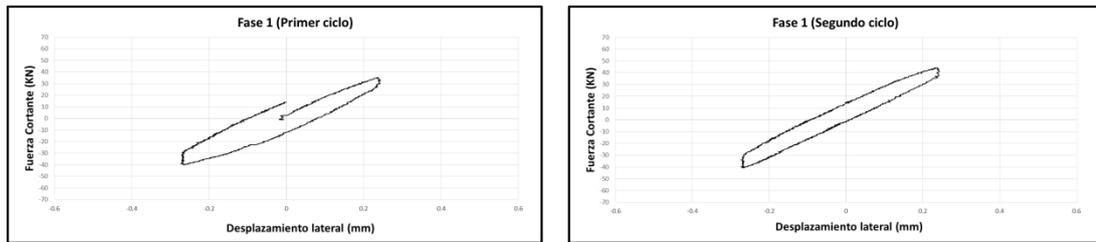


Figura 7.5 Lazos Histeréticos Fase 1 de su primer y segundo ciclo, muro MA-SQ-LR1 (Rango Elástico)

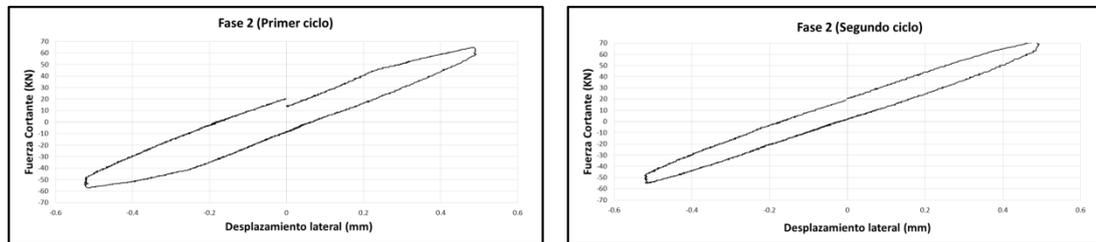


Figura 7.6 Lazos Histeréticos Fase 2 de su primer y segundo ciclo, muro MA-SQ-LR2 (Rango Elástico)

La forma en la cual se halló la rigidez inicial fue la tendencia lineal en la cual se asemejó cada ciclo a una recta de la cual la rigidez fue la pendiente de esta. (Figura 7.7, 7.8, 7.9 y 7.10)

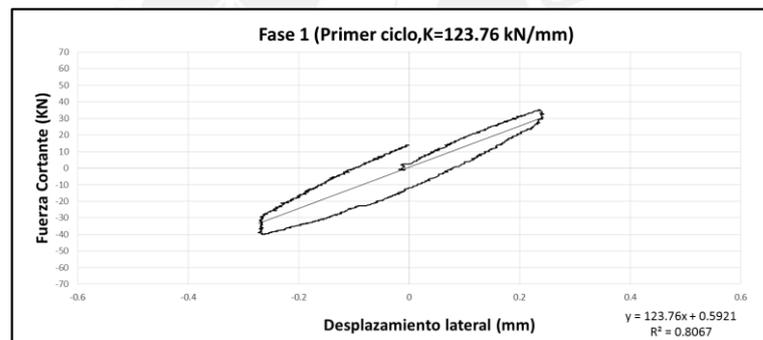


Figura 7.7 Rigidez experimental del Muro MA-SQ-LR1 en Fase 1, primer ciclo (Rango lineal)

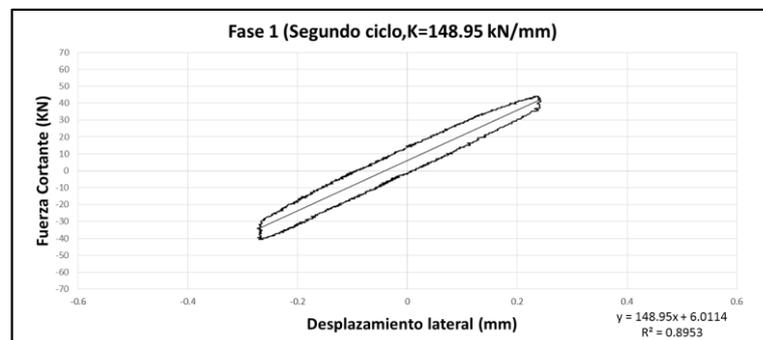


Figura 7.8 Rigidez experimental del Muro MA-SQ-LR1 en Fase 1, segundo ciclo (Rango lineal)

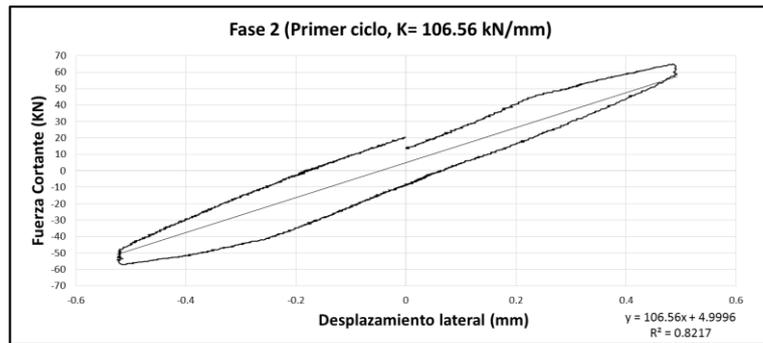


Figura 7.9 Rigidez experimental del Muro MA-SQ-LR2 en Fase 2, primer ciclo (Rango lineal)

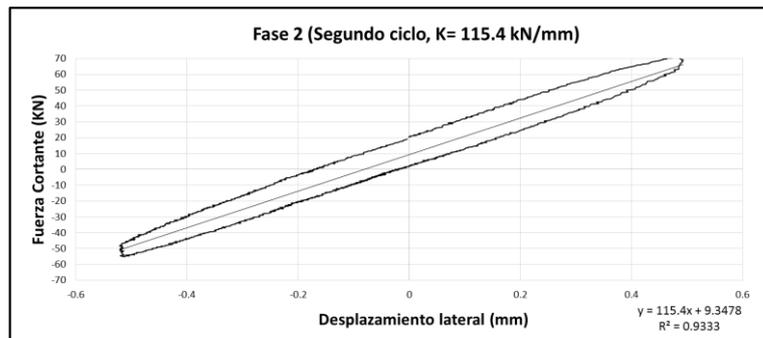


Figura 7.10 Rigidez experimental del Muro MA-SQ-LR2 en Fase 2, segundo ciclo (Rango lineal)

Con los promedios de los ciclos y luego de las fases, se procedió a sacar el promedio de los tres muros ensayados hasta el límite de reparabilidad y luego los tres muros reforzados ensayados hasta su colapso. Todos estos resultados se pusieron en las siguientes tablas. (Tabla 7.1 Y 7.2)

Tabla 7.3 Rigidez promedio de los muros ensayados hasta el límite de reparabilidad

Muro		Fase	Ciclo	Rigidez inicial K (kN/mm)	Promedio Ciclo (kN/mm)	Promedio Fase (kN/mm)
Límite de reparabilidad	MA-SQ-LR1	1	Primer	177.3	178.7	158
			Segundo	180.1		
		2	Primer	137.9	137.2	
			Segundo	136.5		
	MA-SQ-LR2	1	Primer	120.7	123.3	111.4
			Segundo	126		
		2	Primer	107.6	99.5	
			Segundo	91.4		
	MA-SQ-LR3	1	Primer	108.8	126.2	120.3
			Segundo	143.6		
		2	Primer	111.6	114.5	
			Segundo	117.3		
				Promedio (kN/mm)	129.9	

Tabla 7.4 Rigidez promedio de los muros reforzados ensayados hasta el colapso

Muro		Fase	Ciclo	Rigidez inicial K (kN/mm)	Promedio Ciclo (kN/mm)	Promedio Fase (kN/mm)
Reforzados	MA-SQ-LR1*	1	Primer	123.8	136.4	123.7
			Segundo	149		
		2	Primer	106.6	111	
			Segundo	115.4		
	MA-SQ-LR2*	1	Primer	122.1	127.7	119.1
			Segundo	133.2		
		2	Primer	110	110.6	
			Segundo	111.3		
	MA-SQ-LR3*	1	Primer	116.9	131.2	118.8
			Segundo	145.5		
		2	Primer	104.1	106.4	
			Segundo	108.7		
				Promedio(kN/mm)	120.5	

Mediante un promedio de las tres rigideces de los muros que se obtuvieron experimentalmente 129.9 Kn/mm y ,120.5 kN/mm, tanto para los ensayados hasta el límite de reparabilidad como para los reforzados respectivamente. Estas rigideces al ser comparadas con la determinada en el análisis teórico resultan ser menores (183 kN/mm).

7.4. Grosor máximo de grietas en el muro

En cada fase del ensayo se detalla cuál fue el grosor máximo registrado por los LVDT's D1 y D2 los cuales fueron colocados en la parte central de cada uno de los muros.

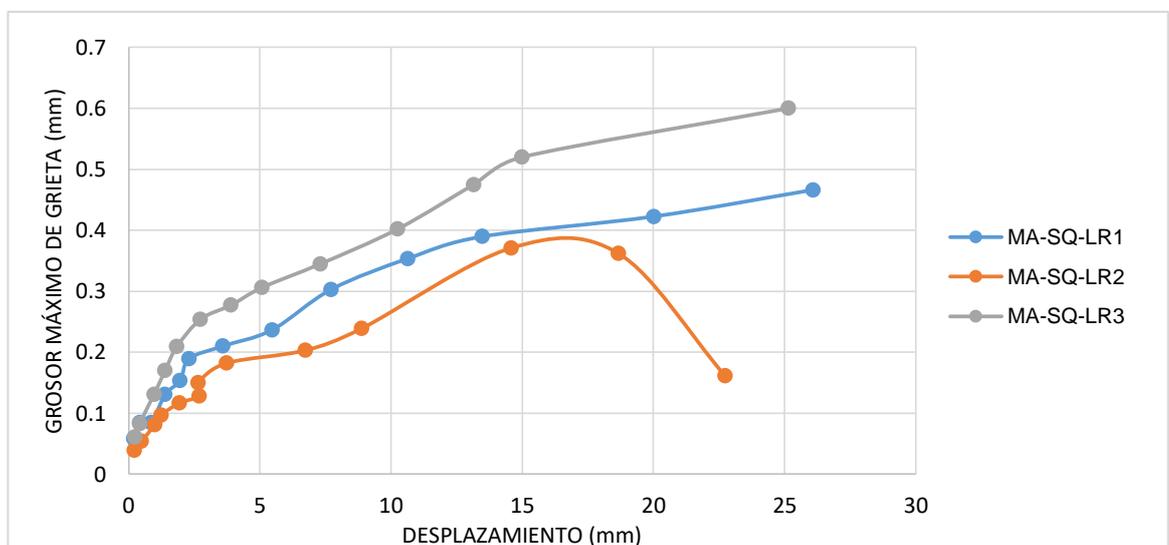


Figura 7. 11 Tamaños máximos de las grietas diagonales para los tres muros reforzados

Según la figura 7.12 el grosor máximo que se presentó en el muro MA-SQ-LR1* fue de 1.11 mm. Además el grosor máximo de las grietas del muro reforzado MA-SQ-LR1* fue de 6 mm en la parte de la viga de cimentación, en la zona del muro se observó y anotó un grosor de 0.8 mm en la parte central del muro.

En el muro reforzado MA-SQ-LR2* el grosor máximo que se registró fue de 0.371 mm alcanzado en la fase 11 antes de que la carga comience a descender.

En el muro reforzado MA-SQ-LR3* se puede observar un comportamiento similar a los anteriores muros; sin embargo, al final se registró un tamaño de grieta superior a los dos muros anteriores, este grosor llegó a medir 0.6 mm y se registró en la fase 13 del ensayo.



CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Las conclusiones obtenidas de este trabajo se encuentran sujetas a la cantidad de ensayos. Cabe mencionar que los muros construidos en el laboratorio y ensayados hasta el colapso trabajaron de manera satisfactoria superando así lo esperado teóricamente. Además, tanto la reparación como el reforzamiento lograron mejorar el comportamiento de los muros, la malla de refuerzo que se utilizó en los muros aumentó la resistencia, incrementó la ductilidad y evitó la trituration de los ladrillos. Se debe mencionar que tanto los muros reforzados y los muros sin reforzar ensayados hasta el colapso tuvieron las mismas características constructivas y mismos desplazamientos en las primeras 10 fases.

8.1 Conclusiones

Reparación

La reparación de los muros ensayados hasta el límite de reparabilidad duró 5 días. El trabajo fue tedioso pero no complicado, ya que muchos de los pasos eran repetitivos, como el apuntalamiento, medición de fisuras y picado de las mismas.

La desventaja es que el personal que se necesita para la reparación tiene que ser especializado, ya que el nivel de exactitud es necesario para lograr un buen trabajo, esto se refiere a la parte del resanado de las grietas, preparación del mortero para el pañeteo, tarrajeo y la reparación de los nudos de concreto.

Reforzamiento

El tiempo de reforzamiento de los tres muros duró 8 días, esto se debió a que solo se contó con un técnico y un ayudante, los cuales no trabajaron todo el día sino por periodos de tiempos. El nivel de capacitación para realizar el armado de la malla no es complicado. El acceso es para todo tipo de persona, ya que el entrenamiento para poder atortolar y cortar acero de un diámetro pequeño (4.7 mm), es corto y la fuerza requerida no era muy alta.

Por ello, al ser un trabajo repetido y de fácil aprendizaje, existe la posibilidad de hacerlo masivamente, y en ciertos pasos se puede automatizar, como lo es en el atortolado del alambre y corte de las varillas.

En cuanto a las características mecánicas de los muros reforzados, se hicieron comparativos en cuanto a rigidez inicial, carga máxima y ductilidad, demostrando la diferencia que se tiene entre los muros reparados y reforzados y lo que no.

Los estados últimos de los muros reparados y reforzados fueron analizados en el primero solamente (MA-SQ-LR1*), ya que en los demás ensayos la viga de cimentación falló y el muro no llegó a su estado último.

La rigidez lateral de los muros ensayados hasta el límite de reparabilidad es mayor en un 7.8% a los muros reparados y reforzados, esto se debe a que el muro no posee las mismas propiedades de uniformidad que al inicio; es decir, tanto la albañilería como los elementos de confinamientos fueron resanados en las grietas que se le presentaron.

Con la reparación y el reforzamiento la ductilidad aumentó en un 36 % y la resistencia máxima en un 32 %, todo en comparación a los muros sin reforzar.

Cabe resaltar que la malla de refuerzo funcionó como un confinamiento haciendo que el muro se comporte como un sólido rígido, lo que generó que la falla se provoque en el desprendimiento de los elementos de arriostre como son las columnas y la viga de cimentación.

El costo de la reparación fue de 32 soles/m² y el de reforzamiento de 76.6 soles /m², siendo altos en comparación a reforzarlo desde un inicio 60.38 soles/m² (Velezmoro, 2012) .También el tiempo de trabajo es mucho mayor que el comprar una malla electrosoldada, pues con este se evitaría el tiempo de armado, pero aumentaría el costo del material, ya que es mucho más cara que armarla y no se puede conseguir en cualquier ferretería.

Otra ventaja de la reparación y reforzamiento es que si bien es cierto genera un costo extra que al construir un muro, este podría evitar que la vivienda colapse y ayudaría a salvar vidas, también el uso de este reforzamiento generaría mayor conciencia en las personas para reforzar sus casas, pues los materiales no son muy caros y los podrían conseguir en cualquier ferretería y con el uso un manual de construcción didáctico y bajo la supervisión de un técnico, podrían ellos mismos realizar esta labor.

8.2 Líneas futuras de investigación

En vista general, la construcción fue adecuada ya que los muros soportaron cargas considerablemente altas (mayores a 200 kN), cumpliendo así lo esperado en los objetivos. Sin embargo, se dejaron muchas incertidumbres en la investigación como son los siguientes casos:

En las últimas fases (12 y 13) se produjo trituración en la parte inferior de las columnas lo que generó que fallen. Se puede usar secciones con mayor dimensión o aumentar la cuantía para así lograr que las columnas logren aumentar su nivel de carga y poder ver la falla en la albañilería reforzada.

Otra propuesta es la de extender el reforzamiento de las columnas, para así uniformizar todo el muro con los elementos de confinamiento evitando que estos fallen por separado. Con esto se podría enfocar el análisis mismo al reforzamiento que se estaría utilizando.

Se puede proponer ensayos de pilas y muretes con el refuerzo a estudiar, para así obtener características mecánicas más exactas de los beneficios del refuerzo. Además el implementar el refuerzo desde el inicio de la construcción de los muros ayudaría a comparar los resultados con los muros reparados y reforzados, esto nos darán una mejor visión de en qué momento sería mejor hacer el reforzamiento y en cuánto mejora realizarlo antes o después de un sismo.



REFERENCIAS:

- Aguilar, G., Meli, R., Diaz, R., & Vázquez-del-Mercado, R. (1996, June). *Influence of horizontal reinforcement on the behavior of confined masonry walls*. In *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper (No. 1380)*.
- Angles Pari, P. D. (2011). *Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla*.
- Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). *Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño*. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (70), 59-75.
- Baquero, A. E. (2003). *La sismicidad histórica en Colombia*. *Revista Geográfica Venezolana*, 44(2), 271-283.
- Bosiljkov, V. Z., Totoev, Y. Z., & Nichols, J. M. (2005). *Shear modulus and stiffness of brickwork masonry: an experimental perspective*. *Structural Engineering and Mechanics*, 20(1), 21-44.
- Cabrera, J. L. (1995). *La adherencia en los morteros de albañilería*. *Materiales de construcción*, 45(240), 47-52.
- Castilla, E. (1997). *Recomendaciones para el diseño sismorresistente de edificaciones de mampostería estructural*. Documento C del libro *Diseño sismo-resistente: especificaciones y criterios empleados en Venezuela*, Grases G.(coord.)
- Farfal, M. A. P. (2005). *Reparación de muros de albañilería de ladrillos cerámicos con estuco armado con malla de fibra de vidrio*. Universidad Austral de Chile.
- Floriano., & Giancarlo, A. (2015). *Comportamiento estructural de albañilería confinada de bloques de concreto similares a la construcción tradicional de Haití*.
- Hernández Zamora, R. U. (2013). *Comportamiento de muros de mampostería de block hueco sujeto a cargas laterales, reforzado con varillas de fibra de vidrio en las juntas de mortero (Doctoral dissertation)*.
- INEI. (2014). *Encuesta demográfica y de salud familiar. 2016, de Consejo de Ministros Sitio web: <http://iinei.inei.gob.pe/microdatos/>*
- Iparraguirre Cieza, Y. L. (2014). *Comportamiento sísmicos de muros de albañilería confinada tipo Haití, ensayo de carga lateral y vertical*.
- Mamani Quina, P. (2015). *“Comportamiento mecánico de muros de albañilería tubular confinada reforzados con malla electrosoldada ante cargas sísmicas y gravitacionales.”*

- *Paredes Castro, J. G., & Caycho Pérez, D. J. (2009). Control de la trituración de los ladrillos huecos en muros de albañilería confinada sujetos a carga lateral cíclica.*
- *Páez Moreno, D. F., Parra Rojas, S. X., & Montaña Gutiérrez, C. A. (2009). Alternativa estructural de refuerzo horizontal en muros de mampostería. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 8(14).*
- *Quiun, D., San Bartolomé, A., & Torrealva, D. (2008). Masonry influence in seismic performance of buildings-Case study in Peru. In 14th International Brick and Block Masonry Conference, Sydney, Australia, on CD-ROM.*
- *Reglamento de la Construcción, C. P. (1997). Norma E. 070 Albañilería. Lima, Perú.*
- *Ruiz, J., Zepeda, J. A., Alcocer, S. M., & Meli, R. (1995). Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural. MSc thesis, School of Engineering, UNAM*
- *Salinas, R., & Lázares, F. (2007). La albañilería tubular y su uso en viviendas en zonas sísmicas.*
- *San Bartolomé, A., & Quiun, D. (2003, November). Propuesta normativa para el diseño sísmico de edificaciones de albañilería confinada. In XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.*
- *San Bartolomé, A., Castro, A., Vargas, B., & Quiun, D. (2008). Repair of reinforced masonry walls with previous shear failure. Proceedings of the 14th IB2MaC, Sydney.*
- *San Bartolomé, Coronel C. Reparación de un muro de albañilería confinada mediante fibra de carbono.*
- *San Bartolomé, Barr K. & Pineda C. Control de la trituración de los ladrillos huecos mediante malla electrosoldada en muros de albañilería confinada*
- *Seminario, L., & Macías, J. (2011). Reparación de un muro de albañilería confinada mediante varillas de fibra de vidrio.*
- *Silgado Ferro, E. (1978). Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513-1974).*
- *Velezmoro Girón, J. P., & Araoz Escobedo, T. A. (2012). Reforzamiento de viviendas existentes construidas con muros confinados hechos con ladrillos pandereta-segunda etapa.*
- *Vizconde, Adalberto. (2016). Peligro de la autoconstrucción de edificaciones con albañilería confinada. 02-01-2017, de Edificaciones de Calidad Sitio web: <http://edificacionesdecalidad.com/autoconstrucción-albañilería-sismorresistente>*