

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE MUROS DE ALBAÑILERÍA
CONFINADA EN VIVIENDAS DE BAJA ALTURA EN LIMA, PERÚ**

Tesis para optar el Grado de **Magíster en Ingeniería Civil**, que presenta:

ING. SONIA ESMERALDA PARI QUISPE

ING. JUAN ALFREDO MANCHEGO MEZA

Dirigido por:

DR. NICOLA TARQUE

DR. MARCIAL BLONDET

Lima – 2017



DEDICATORIA

*A Dios, por ser el guía, la luz y el camino en mi vida.
Por su infinita bondad y amor.*

A mis padres Roberto y Fidelia, por estar siempre presentes apoyando mis decisiones y depositando toda su confianza en mí para alcanzar mis metas. Por ser el ejemplo en mi vida, mi más grande motivación y mi razón de ser.

A mis hermanos Heiner, Lisbeth, Diana y Uriel por el cariño, alegrías, comprensión y buenos consejos pero sobre todo por su apoyo incondicional en cada momento. A Midwar, que se le quiere como un hermano, gracias por la motivación y los sabios consejos.

A mis amigos, por brindarme su amistad, confianza y apoyo a lo largo de este proceso. Les agradezco por estar siempre conmigo.

Para ellos: Muchas gracias y que Dios los cuide siempre.

Sonia E.



A MI FAMILIA

De manera especial a mis padres, por ser el principal cimiento en la construcción de mi vida profesional, sentando en mí las bases de la responsabilidad y el deseo de superación. Porque me brindaron su apoyo en cada instante de mi vida, compartiendo mis planes, alegrías y tristezas.

A mis hermanos por las enseñanzas que cada día recibo de ellos y todo el apoyo que me han brindado para hacer de mí una persona de bien.

A MIS AMIGOS

Con quienes he compartido mis ideas y sueños. Porque, con sus consejos han contribuido en mi desarrollo personal y profesional.

Alfredo M.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, nuestro creador, por acompañarnos y ayudarnos en todo momento.

A nuestro asesor el Dr. Nicola Tarque, por su constante apoyo, disposición, orientación y valiosas enseñanzas que hicieron posible la realización de este proyecto.

Al Dr. Marcial Blondet por sus consejos, recomendaciones, apoyo y dedicación al desarrollo de este proyecto de investigación

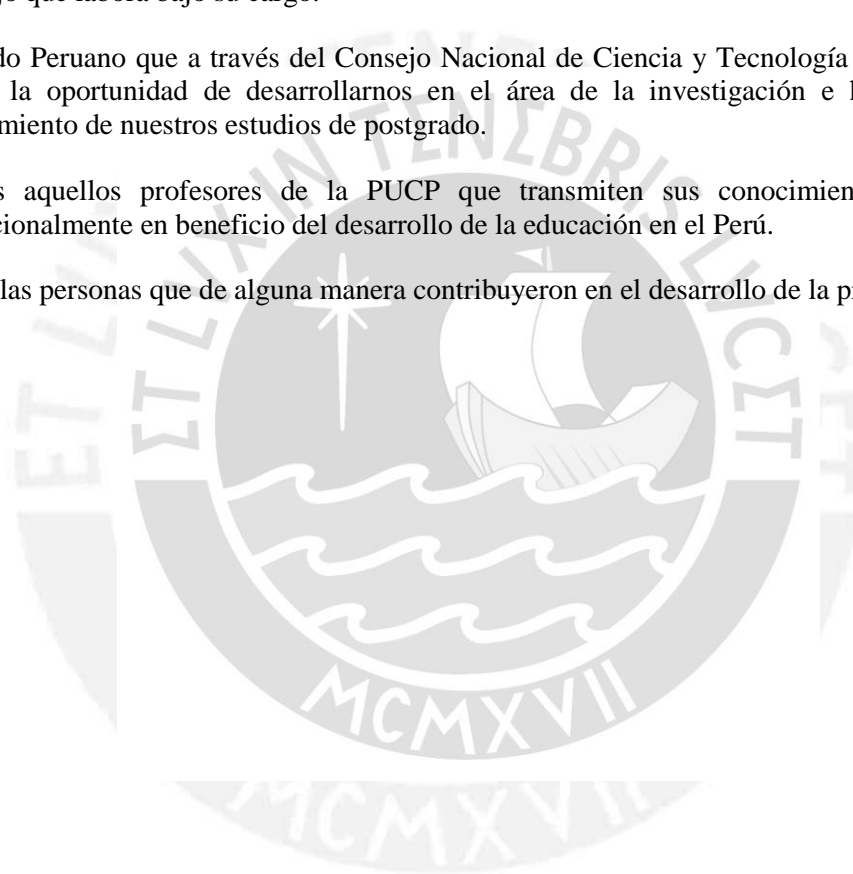
Al Ing. Wilson Silva por su ayuda y colaboración en el desarrollo del trabajo experimental.

A la Ing. Gladys Villa García, jefa del laboratorio de estructuras de la PUCP y a todo el equipo de trabajo que labora bajo su cargo.

Al Estado Peruano que a través del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONCYTEC) nos dio la oportunidad de desarrollarnos en el área de la investigación e hizo posible el financiamiento de nuestros estudios de postgrado.

A todos aquellos profesores de la PUCP que transmiten sus conocimientos y trabajan incondicionalmente en beneficio del desarrollo de la educación en el Perú.

A todas las personas que de alguna manera contribuyeron en el desarrollo de la presente Tesis.



RESUMEN

El mayor porcentaje de damnificados y víctimas mortales que ocasiona un evento sísmico intenso es debido a la falla y colapso de las edificaciones de albañilería, especialmente aquellas construidas sin ningún criterio técnico. El problema principal de la autoconstrucción de viviendas es que son sísmicamente vulnerables debido a que tienen inadecuada configuración estructural, uso de materiales de baja calidad, mano de obra no calificada, etc.

En las últimas décadas, la población de Lima ha mostrado un crecimiento exponencial acompañado de una expansión urbana desorganizada. Lima ha tenido una expansión horizontal con una proliferación de viviendas y edificaciones de pocos pisos (hasta 2-3 pisos), construidos en su mayoría con ladrillos de arcilla cocida. Se estima que un 60% de las viviendas peruanas son autoconstruidas. Por lo tanto, es altamente probable que ante un sismo severo, muchas de estas viviendas colapsen.

El presente trabajo se enfocó en la construcción de curvas de capacidad e identificar tres estados de daño asociados con el desempeño estructural y metodologías de reparación de los muros de albañilería confinada. Con el propósito de que puedan ser usadas para la construcción de funciones de fragilidad. Estas curvas de fragilidad son muy útiles para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de albañilería confinada y para estimar las pérdidas económicas inducidas por sismos.

Para ello, se desarrolló una campaña experimental que consistió en construir nueve muros a escala natural (de un nivel) que posteriormente fueron ensayadas bajo carga lateral cíclica en su plano. Los ensayos cíclicos fueron realizados en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), siguiendo los lineamientos del FEMA 461. Se ensayaron tres (3) muros con carga vertical equivalente a 3 niveles y seis (6) muros sin carga vertical. De estos últimos, tres (3) muros fueron ensayados hasta un límite de reparabilidad con la finalidad de repararlos y ensayarlos nuevamente. Como parte preliminar a los ensayos cíclicos se realizaron pruebas de control en unidades de arcilla y en el mortero. Así mismo, se elaboraron prismas de albañilería que permitieron caracterizar las propiedades mecánicas de la albañilería.

Del análisis de resultados, la curva de capacidad fue simplificada con tres puntos notables: (a) Límite elástico, asociado a un drift de 0.12% (muros con y sin carga vertical), (b) Resistencia máxima a carga lateral, para un drift de 0.58% (muros sin carga axial) y 0.47% (muros con carga axial), (c) Estado último, para un drift de 0.87% (muros sin carga axial) y 0.65% (muros con carga axial). También se evaluó la rigidez lateral, la cantidad de energía disipada, el amortiguamiento viscoso equivalente y la ductilidad.

TABLA DE CONTENIDO

Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos	iv
Resumen.....	v
CAPÍTULO I.....	1
Aspectos generales.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	2
1.3 Justificación.....	2
1.4 Objetivos	2
1.5 Alcances	3
1.6 Metodología y plan de trabajo.....	3
CAPÍTULO II	5
Marco teórico y estado del arte	5
2.1 Introducción	5
2.2 Marco teórico	5
2.3 Estado del arte.....	8
CAPÍTULO III.....	14
Ensayos experimentales de los materiales de la albañilería.....	14
3.1. Introducción	14
3.2. Unidades de albañilería	14
3.3. Mortero.....	22
3.4. Prismas de albañilería.....	26
CAPÍTULO IV	39
Ensayos cuasi-estático de muros de albañilería confinada.....	39
4.1. Introducción	39
4.2. Geometría y construcción de especímenes.....	39
4.3. Protocolo de ensayo cuasi-estático – FEMA 461	49
4.4. Identificación de estados límite en la albañilería confinada bajo carga lateral	51
4.5. Ensayo cuasi-estático de desplazamiento incremental controlado	53
CAPÍTULO V.....	60
Análisis e interpretación de resultados.....	60
5.1. Introducción	60
5.2. Aplicación monotónica de la carga vertical	60
5.3. Aplicación cuasi-estática de carga lateral.....	63
5.4. Comportamiento de los muros y su evolución del daño.....	67
5.5. Comportamiento histerético de los especímenes.....	75

5.6.	Curvas envolvente de respuesta	78
5.7.	Degradación de la rigidez lateral.....	79
5.8.	Amortiguamiento	80
5.9.	Curva envolvente idealizada	81
CAPÍTULO VI.....		83
Análisis elástico con elementos finitos de un muro a escala natural.....		83
6.1.	Introducción	83
6.2.	Descripción de modelos	83
6.3.	Comparación de resultados	88
CAPÍTULO VII.....		89
Reparación de muros.....		89
7.1.	Introducción	89
7.2.	Descripción del espécimen.....	89
7.3.	Muros reparados y reforzados	90
7.4.	Resultados	95
7.5.	Análisis comparativo.....	101
7.6.	Análisis de costos	103
Capítulo VIII		106
Conclusiones y trabajo futuro		106
8.1.	Conclusiones	106
8.2.	Trabajo futuro.....	109
Referencias.....		110
ANEXOS		113

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Material predominante en las paredes exteriores de las viviendas en Lima Metropolitana	1
Figura 1.2 - Expansión urbana desorganizada en Lima	2
Figura 2.1 - Albañilería confinada	5
Figura 2.2 - Diafragma flexible en el último nivel, muros sin soleras	6
Figura 2.3 - Escasa densidad de muros	6
Figura 2.4 - Muro dividido en 2 partes	7
Figura 2.5 - Ejemplo de daño conforme aumenta las acciones laterales	7
Figura 2.6 - Ejemplo de curva de capacidad en función de carga lateral vs desplazamiento lateral	7
Figura 2.7 - Montaje para ensayo cuasi-estático	11
Figura 2.8 - Montaje para ensayo: (a) fuera del plano y (b) dentro del plano	12
Figura 2.9 - Montaje de ensayo	12
Figura 3.1 - Unidad de ladrillo de arcilla tipo King Kong, 18 huecos	14
Figura 3.2 - Ensayo de variación dimensional	15
Figura 3.3 - Ensayo de variación dimensional	17
Figura 3.4 - Ensayo de resistencia a la compresión	18
Figura 3.5 - Ensayo de succión	20
Figura 3.6 - Ensayo de absorción	21
Figura 3.7 - Ensayo de absorción	22
Figura 3.8 - Resistencia a compresión del mortero	24
Figura 3.9 - Pilas de albañilería	26
Figura 3.10 - Instrumentación en pilas	28
Figura 3.11 - Curva fuerza-desplazamiento, LVDT global en pilas	28
Figura 3.12 - Esfuerzo Deformación (local) de pilas	30
Figura 3.13 - Módulo de elasticidad E_m vs resistencia a la compresión f'_m	32
Figura 3.14 - Pila P-01, post-ensayo	33
Figura 3.15 - Muretes de albañilería	33
Figura 3.16 - Instrumentación de murete	34
Figura 3.17 - Fuerza – Desplazamiento (local) de muretes	36
Figura 3.18 – MT02 (izquierda) y MT04 (derecha), falla típica de los muretes del ladrillo de arcilla	38
Figura 3.19 – Concentración de esfuerzos en muretes MT01 y MT03	38
Figura 4.1 - Dimensiones nominales del espécimen (mm)	40
Figura 4.2 - Acero de refuerzo en elementos de confinamiento	41
Figura 4.3 - Procedimiento constructivo de vigas de cimentación	42
Figura 4.4 - Probetas de control	42
Figura 4.5 - Pasos previos a la construcción de muros	44
Figura 4.6 - Construcción de muros en primera y segunda etapa	45
Figura 4.7 - Proceso constructivo del confinamiento vertical	46
Figura 4.8 - Probetas cilíndricas para control de resistencia	46
Figura 4.9 - Enconfrado del confinamiento horizontal. Proceso de vaciado y vibrado	48
Figura 4.10 - Probetas de control	48
Figura 4.11 - Muro de albañilería totalmente construida	49
Figura 4.12 - Diagrama de historia de desplazamiento controlada, FEMA 461 [27]	51
Figura 4.13 - Relación de desplazamientos, distorsión, daño y estados límite [30]	52
Figura 4.14 - Evolución del daño estructural en muros de albañilería confinada [31]	53
Figura 4.15 - Historia de desplazamientos laterales y carga axial	55
Figura 4.16 - Sistema para aplicación de carga (vista frontal)	56
Figura 4.17 - Distribución de sensores (Unidades: mm)	58
Figura 4.18 - Colocación del actuador lateral y transductores de medición	58
Figura 4.19 - Colocación de gata hidráulica para aplicación de la carga vertical	58
Figura 5.1 - Sección transformada equivalente	61
Figura 5.2 - Registro de deformaciones axiales	61
Figura 5.3 - Relación de Carga vs. Deformación axial	62
Figura 5.4 - Distribución de deformaciones verticales en el plano del muro	63
Figura 5.5 - Registro de deformaciones a cortante puro	63
Figura 5.6 - Relación de fuerza lateral vs. Deformación	65
Figura 5.7 - Interpretación del ensayo a compresión diagonal de acuerdo a ASTM y RILEM con el círculo de Mohr	65
Figura 5.8 - Estimación de la rotación por flexión del borde superior del muro	66

Figura 5.9 - Evolución de la rotación por flexión del borde superior del muro durante el ensayo cíclico en muros M y MQ.	67
Figura 5.10 - Espécimen MQ08 antes del ensayo.	68
Figura 5.11 - Comportamiento histerético de muros M01, M02 y M03.	76
Figura 5.12 - Comportamiento histerético de muros MQ01, MQ02 y MQ03.	77
Figura 5.13 - Curvas envolvente en muros M.	78
Figura 5.14 - Curvas envolvente en muros MQ.	78
Figura 5.15 - Rigidez lateral equivalente y su degradación bajo carga lateral.	79
Figura 5.16 - Curvas envolvente y estados límite en muros MQ.	79
Figura 5.17 - (a) Estimación del amortiguamiento viscoso equivalente (b) Energía disipada y Energía almacenada para muros con y sin carga axial (esfuerzo de compresión 0.5 MPa).	80
Figura 5.18 - Amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}): (a) Muros M, (b) Muros MQ	81
Figura 5.19 - Idealización del comportamiento histerético con una curva trilínea: (a) muros M, (b) muros MQ.	82
Figura 6.1 - Localización de la primera fisura	83
Figura 6.2 - Lazo histerético en Fase 2 del muro MQ02.	84
Figura 6.3 - Sección transformada del muro de albañilería	84
Figura 6.4 - Deformación del muro	84
Figura 6.5 - Aplicación de carga distribuida en el modelo	86
Figura 6.6 - Deformada del muro, escala x1000.	86
Figura 6.7 - Distribución de esfuerzos principales (MPa)	87
Figura 6.8 - Detalle de esfuerzos principales (MPa), talón de columna izquierda.	87
Figura 7.1 - Apuntalamiento del muro	91
Figura 7.2 - Picado de muro a lo largo de grietas	91
Figura 7.3 - Resane de esquinas superiores de elementos de confinamiento (vertical y horizontal)	92
Figura 7.4 - Limpieza superficial de muros y muro.	92
Figura 7.5 - Pañeteo del muro con mortero 1:4 (izq.) y muro después del pañeteo de 8mm (der.)	92
Figura 7.6 - Distribución de las perforaciones para reforzamiento (m)	93
Figura 7.7 - Alineamiento horizontal y vertical de los muros para perforación.	93
Figura 7.8 - Trabajos de perforación de muros mediante el uso del taladro (izq) y muros después del pañeteo (der)	93
Figura 7.9 - Habilitación de rollos de alambre.	94
Figura 7.10 - Unión de varillas y su distribución final.	94
Figura 7.11 - Malla de refuerzo colocada en el muro, alambre #8 doblado a 90° y atortolado de la malla con el alambre #16.	94
Figura 7.12 - Nudos taponeados (izq.) y detalle del taponeo (der.)	95
Figura 7.13 - Colocación y ajuste de grúas y aplicación de lechada de mortero	95
Figura 7.14 - Tarrajeo del muro con mortero 1:4 y acabado final del muro reforzado.	95
Figura 7.16 – Envolvente de lazos histeréticos de lazos de muros reparados.	97
Figura 7.17 – Rigidez lateral del muro MR06	97
Figura 7.18 - Degradación de rigidez de muros MR01*-MR03*	98
Figura 7.19 - Registro de deformaciones a cortante puro.	98
Figura 7.20 - Fuerza vs. Desplazamiento D1 y D2 de Muro MR01*	99
Figura 7.21 - Fuerza vs. Desplazamiento D1 y D2 de Muro MR02*	99
Figura 7.22 - Fuerza vs. Desplazamiento D1 y D2 de Muro MR03*	100
Figura 7.23 – Disipación de energía de muros MR01*-MR03*	100
Figura 7.24 – Amortiguamiento viscoso equivalente de muros MR04- MR06	101
Figura 7.25 – Curvas envolventes de muros M01-M03 y MR01*-MR03*	102
Figura 7.26 – Degradación de rigidez de muros M01-M03 y MR01*-MR03*	102

INDICE DE TABLAS

Tabla 3. 1 - Especificaciones técnicas	14
Tabla 3.2 - Resultados del ensayo de variación dimensional.....	16
Tabla 3.3 - Resumen de resultados, variación dimensional	17
Tabla 3.4 - Resultados del ensayo de alabeo.....	17
Tabla 3.5 - Resumen de resultados, alabeo de la unidad.....	18
Tabla 3.6 - Resultados del ensayo de compresión axial en unidades	19
Tabla 3.7 - Resumen de resultados, ensayo de compresión axial	19
Tabla 3.8 - Resultados del ensayo de succión.....	20
Tabla 3.9 - Resultados del ensayo de absorción	21
Tabla 3.10 - Resultados del ensayo de absorción	22
Tabla 3.11 - Resultados del ensayo de compresión axial en probetas de mortero	25
Tabla 3.12 - Factores de corrección por esbeltez (Norma E. 0.70).....	26
Tabla 3.13 - Resistencia a la compresión de pilas	29
Tabla 3.14 - Pilas, módulo de elasticidad	31
Tabla 3.15 - Resistencia a compresión diagonal.....	35
Tabla 3.16 - Muretes, módulo de corte	37
Tabla 4.1 - Etiquetado de especímenes.....	40
Tabla 4.2 - Resistencia del concreto en vigas de cimentación a los 28 días.....	43
Tabla 4.3 - Resistencia a compresión del concreto a los 28 días para el confinamiento vertical.....	47
Tabla 4.4 - Resistencia a compresión del concreto en el confinamiento horizontal a los 28 días.....	48
Tabla 4.5 - Parámetros para definir la historia de cargas.....	51
Tabla 4.6 - Historia de amplitud de carga.....	51
Tabla 4.7 - Detalle de instrumentación (celdas de carga y transductores).....	57
Tabla 4.8 - Registro de temperatura y humedad	59
Tabla 5.1 - Estimación del módulo de elasticidad de la albañilería confinada.....	61
Tabla 5.2 - Distribución de las deformaciones verticales en el plano del muro.....	62
Tabla 5.3 - Estimación del módulo de corte de la albañilería confinada.....	66
Tabla 5.4a - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 1.....	69
Tabla 5.4b - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 2.....	69
Tabla 5.4c - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 3.....	69
Tabla 5.4d - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 4.....	70
Tabla 5.4e - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 5.....	70
Tabla 5.4f - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 6.....	71
Tabla 5.4g - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 7.....	71
Tabla 5.4h - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 8.....	72
Tabla 5.4i - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 9.....	73
Tabla 5.4j - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 10.....	73
Tabla 5.4k - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 11.....	74
Tabla 5.15 - Registro de carga	77
Tabla 5.16 - Valores de curva trilineal.....	82
Tabla 6.1 - Resumen de resultados obtenidos para la ocurrencia de la primera fisura	88
Tabla 7.1 - Patrón final de agrietamiento y respuesta histerética de los muros originales	89
Tabla 7.2 - Patrón final de agrietamiento y respuesta histerética de los muros reparados	96
Tabla 7.3 - Rigidez lateral de muros reparados.....	98
Tabla 7.4 - Precios de mano de obra para la construcción del muro	103
Tabla 7.5 - Precios de materiales para la construcción del muro	104
Tabla 7.6 - Precios de mano de obra para la reparación y reforzamiento.....	104
Tabla 7.7 - Precios de materiales para la reparación y reforzamiento.....	105
Tabla 7.8 - Resumen de costos.....	105

Capítulo I

Aspectos generales

1.1 Introducción

En las últimas décadas la población de Lima ha mostrado un crecimiento exponencial acompañado de una expansión urbana desorganizada. El departamento de Lima presenta una densidad poblacional de 278.3 hab./km² [1]. Lima metropolitana está conformada por los centros urbanos de las provincias de Lima y Callao y es el área metropolitana más grande, extensa y poblada del Perú. La superficie territorial de ésta ocupa solamente el 0.2% del territorio nacional pese a ello representa una de las áreas de mayor densidad en el país. El incremento de la demanda de áreas de expansión urbana genera una proliferación de viviendas y edificaciones de pocos pisos (hasta plantas de 3 niveles) frente a la necesidad de vivienda de los pobladores [2].

Se estima que un 83% de las viviendas en Lima metropolitana (1'421.773 viviendas) tiene como material predominante en las paredes exteriores de las viviendas al ladrillo o bloque de cemento como se observa en la Figura 1.1.

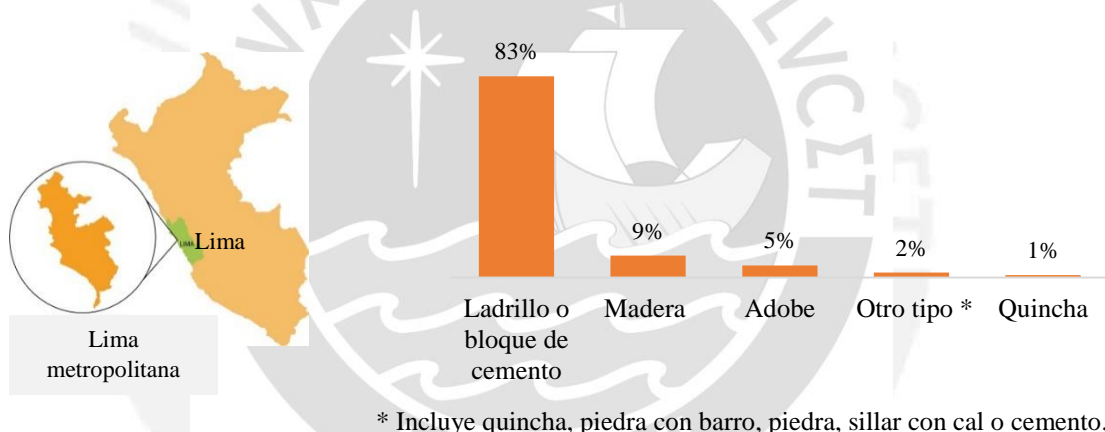


Figura 1.1 - Material predominante en las paredes exteriores de las viviendas en Lima Metropolitana (Fuente: INEI - Censos Nacionales de Población y Vivienda 1993 y 2007)

La albañilería de ladrillos de arcilla es considerada un sistema de construcción muy económica, pero de bajo nivel técnico en la construcción, ejecutada con una mano de obra poco calificada y materiales de muy baja calidad. En esta investigación se realiza el estudio de muros de albañilería construidos con unidades de arcilla huecos (más del 30% de vacíos) de fabricación industrial (con procesos de fabricación controlados) y mano de obra formal. Las unidades de arcilla huecas son de mayor uso comercial en nuestro medio. En ese contexto los ladrillos de arcilla huecos son comúnmente usados para la construcción de muros portantes del sistema de albañilería confinada.

El objetivo de este trabajo es contribuir con la reducción de la vulnerabilidad de las construcciones de albañilería confinada y conocer el comportamiento de este sistema de construcción utilizando ladrillos huecos de fabricación industrial mediante ensayos experimentales que determinarán las curvas de capacidad y los estados límites de daño.

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de la Pontificia Universidad Católica del Perú para muros a escala natural (2.60 x 0.13 x 2.40 m), siguiendo los lineamientos del FEMA

461. Se ensayaron tres (3) muros con carga vertical y seis (3) muros sin carga vertical. De estos últimos, tres (3) muros se ensayaron hasta un límite de reparabilidad (deriva 1/200) con la finalidad de repararlos y ensayarlos nuevamente. Como parte preliminar a los ensayos cíclicos se realizaron los ensayos de control especificados por la NTP (Norma Técnica Peruana), tales como absorción, alabeo y variación dimensional.

1.2 Antecedentes

En la década de los 40 el espacio urbano de la ciudad capital se mantuvo estable. Lima contaba con 600 mil habitantes su superficie aproximada era de 3500 Has. A partir de los procesos de migración e industrialización, en la década de los 50 la demanda de terrenos urbanos se incrementó de manera considerable. De acuerdo con el censo nacional del año 1993 a esa fecha Lima tenía una población de 6'434 323 habitantes [3]. Cada año unas 150 mil personas pasaron a engrosar la población de la capital que hoy crece a una tasa anual promedio de 4.4% por 2.42% del resto del país [4].



Figura 1.2 - Expansión urbana desorganizada en Lima (Fuente: Distrito La Victoria, Lima. www.peru21.pe)

La necesidad de vivienda de los pobladores, en el caso de sectores populares en Lima, por lo general es resultado por los propios interesados. Son los mismos pobladores quienes emplean su tiempo para construir su vivienda o contratando a albañiles o maestros de obra con limitado conocimiento técnico. Estas viviendas no tendrían un buen desempeño sísmico y probablemente colapsarían ante un sismo de gran magnitud [5]. En Lima se concentra más del 50 por ciento de edificaciones autoconstruidas bajo esa modalidad.

1.3 Justificación

En la actualidad las viviendas de albañilería confinada (formal e informal) forman la mayor parte del total de viviendas peruanas. El presente estudio busca ampliar los conocimientos respecto al sistema de construcción de albañilería confinada. Por lo tanto, conocer la vulnerabilidad de este sistema constructivo es prioridad para la mitigación de riesgos. Esta investigación plantea el estudio de muros de albañilería confinada representativos de las viviendas de Lima para caracterizar el comportamiento y analizar la capacidad del muro.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Identificar estados de daño asociados con el desempeño estructural de muros de albañilería confinada con el propósito de que puedan ser usadas para la construcción de funciones de fragilidad. Estas funciones son útiles para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estas construcciones.

1.4.2 Objetivos específicos

- Conocer los parámetros mecánicos de la albañilería mediante ensayos en prismas de albañilería.
- Construir curvas de capacidad (Fuerza vs Desplazamiento) de muros de albañilería a través de ensayos cuasi-estáticos y definir estados límites de daño.
- Evaluar la respuesta de los muros bajo cargas cíclicas en términos de resistencia, rigidez, capacidad de deformación y disipación de energía.
- Evaluar una técnica de reforzamiento para muros de albañilería con mallas de acero corrugado.

1.5 Alcances

Se realizarán los siguientes ensayos siguiendo los lineamientos del reporte FEMA 461:

- Construcción de 3 muros sin carga axial cíclica, llevado hasta la rotura
- Construcción de 3 muros con carga axial cíclica, 170 kN, llevado hasta la rotura
- Construcción de 3 muros sin carga axial cíclica, hasta un nivel de daño equivalente al límite de reparabilidad

Asimismo, se realizaron ensayos para determinar las características mecánicas de la albañilería tales como ensayo de compresión axial en pilas, compresión diagonal en muretes. Complementario a ello se realizaron ensayos de control, tales como: variación dimensional, alabeo, compresión axial, succión, absorción, en unidades de albañilería y ensayos de granulometría y compresión axial en el mortero.

1.6 Metodología y plan de trabajo

a. Investigación bibliográfica

Se recopiló información relacionada al proyecto de investigación. La situación actual de necesidad de vivienda en Lima, la albañilería confinada el desempeño de la albañilería ante cargas laterales, las técnicas de ensayo, las curvas de comportamiento y los tipos de falla. Se definieron la técnica de ensayo según los lineamientos del FEMA 461.

b. Análisis experimental unidades y especímenes

Se realizaron el ensayo de compresión en pilas de albañilería para obtener la resistencia a compresión y módulo de elasticidad en el rango elástico. El ensayo de compresión diagonal en muretes para conocer la resistencia a corte y determinar el módulo de corte.

Como datos adicionales para conocer la calidad de los materiales componentes de la albañilería se realizaron ensayos de compresión uniaxial en el mortero. En unidades de albañilería se realizaron ensayos de variación dimensional, alabeo, compresión axial, porcentaje de vacíos, absorción y succión.

c. Análisis experimental de muros

Se construyeron nueve (9) muros a escala natural (2.60 x 0.13 x 2.40 m). Los muros fueron ensayados bajo cargas laterales cíclicas en su plano con desplazamiento lateral controlado siguiendo los lineamientos del FEMA 461. En esta técnica se prefijan determinados valores del desplazamiento lateral que incluyen el comportamiento elástico e inelástico del muro.

- d. Análisis teórico de los muros a escala real
Se realiza un análisis teórico para estimar el contante máximo dentro del rango elástico y se compararan con los resultados experimentales. Además se estima analíticamente el tipo de falla esperada.
- e. Análisis e interpretación de resultados
Se obtienen curvas de capacidad a través de la envolvente de los lazos histeréticos estables y éste se forma al graficar los picos máximos en cada fase de ensayo versus desplazamiento.
- f. Análisis comparativo de resultados
Se evalúan los resultados de la rigidez lateral elástica (K), el módulo de corte (G), la rotura diagonal, la distorsión angular y los patrones de fisuración.



Capítulo II

Marco teórico y estado del arte

2.1 Introducción

El comportamiento de edificaciones con el uso de albañilería es ampliamente estudiado en países de Latinoamérica, esencialmente el comportamiento de la albañilería confinada antes cargas laterales, debido a la gran utilización de este sistema en edificaciones de mediana y baja altura. En el Perú la Norma E-070 (Albañilería) establece el diseño por resistencia con criterio de desempeño, dando resultados óptimos. Sin embargo es necesario realizar estudios de análisis no lineal para establecer mejores parámetros de control y evaluación en su desempeño ante sismos.

En este capítulo se describe el marco teórico de la investigación, que tiene por objetivo relacionar el problema en estudio (vulnerabilidad y riesgo sísmico de las viviendas en albañilería confinada) con teorías y conceptos relacionados con el tema de investigación. Se explican algunos términos relacionados a los sismos, albañilería confinada, las curvas de capacidad, etc. A la vez se mencionan algunos trabajos de investigación de autores que contribuyeron con el presente trabajo de investigación.

2.2 Marco teórico

Albañilería confinada

Las viviendas de albañilería confinada son aquellas que tienen por sistema estructural muros de unidades de arcilla cocida, confinados en todo su perímetro por elementos de concreto vaciados posteriormente a la construcción del muro, y losas aligeradas como diafragma rígido. En su proceso constructivo se crea una conexión dentada entre el muro y las columnas o confinamientos de concreto armado. Este tipo de construcción es muy predominante en el Perú. Es importante seguir la secuencia constructiva indicada para que los confinamientos se adhieran a la albañilería y formen un conjunto que actúe de manera integral. Los elementos de concreto armado que rodean al muro sirven principalmente para dar ductilidad el sistema; esto es, para otorgarle capacidad de deformación elástica, incrementando levemente su resistencia por el hecho de que la viga y las columnas de confinamiento son elementos de dimensiones pequeñas y con escaso refuerzo. Adicionalmente, esta especie de pórtico funciona como elemento de arriostre cuando la albañilería se ve sujeta a acciones perpendiculares a su plano [7].



Figura 2.1 - Albañilería confinada

Comportamiento sísmico de la albañilería confinada

El comportamiento sísmico de un muro de albañilería confinada se puede explicar por la acción compuesta (monolítica) del muro en sí y elementos de confinamiento adyacentes. Esta acción compuesta existe debido al dentado entre las paredes y las columnas que es una de las características clave de la construcción de albañilería confinada. En ausencia de un dentado, la acción compuesta se puede lograr por medio de refuerzo horizontal en la interface del confinamiento y la albañilería.

La ocurrencia de terremotos en nuestro país ha generado daños importantes en algunas edificaciones de albañilería, especialmente en aquellas construidas sin asistencia técnica. Cuando el suelo es de baja calidad los daños han sido mayores [8]. Se presenta el desempeño que tuvieron las construcciones de albañilería ante eventos sísmicos ocurridos en el Perú. A la vez se muestran algunos modos de falla más comunes y las posibles causas originadas. También se propone algunas alternativas que permitan mejorar el comportamiento sísmico de la albañilería confinada. La posibilidad de ocurrencia de fallas en este tipo de construcción está presente cuando los elementos de confinamiento son insuficientes, mal diseñados o mal construidos. Entre los principales defectos observados podemos mencionar.

- Falta de elementos de confinamiento. Se cree que solo basta una columna para confinar un muro y se ignora que la acción sísmica es de carácter cíclico [8]. La norma 0.70 hace énfasis en señalar que condiciones a cumplir un muro para considerarse confinado (Figura 2.2).



Figura 2.2 - Diafragma flexible en el último nivel, muros sin soleras

- Espaciamiento entre columnas. Cuando ello ocurre la albañilería colapsa ante acciones sísmicas perpendiculares a su plano. Se pierde el efecto de confinamiento en la zona central del muro [8].
- Escasa densidad de muros en una o en dos direcciones de la vivienda. Debemos recordar que un muro de albañilería presenta rigidez y resistencia solo en su plano (Figura 2.3).



Figura 2.3 - Escasa densidad de muros

- Anclaje insuficiente del refuerzo vertical y horizontal. Se produce una reducción en la resistencia a corte-fricción en la unión de viga solera y columna.
- Otros defectos que se cometen en la construcción de muros confinados y que inciden en el comportamiento sísmico son el uso de ladrillos de baja calidad, traslapes, tuberías, etc. (Figura 2.4).



Figura 2.4 - Muro dividido en 2 partes

Curvas de capacidad y fragilidad

Una curva de capacidad representa la resistencia a carga lateral de una estructura, expresada en función del desplazamiento lateral. Normalmente las curvas de capacidad se construyen graficando la fuerza cortante en la base del edificio contra el desplazamiento en el techo [9].

Para obtener estas curvas de capacidad se realiza un análisis de acciones laterales incrementales, considerando el agrietamiento del concreto y la fluencia del acero. Conforme aumentan las acciones laterales, la estructura se va degradando y la curva fuerza-desplazamiento se va inclinando debido a la pérdida de rigidez. Este proceso continúa hasta que la estructura está tan deteriorada que alcanza su desplazamiento de colapso o límite (Figura 2.5 y 2.6).

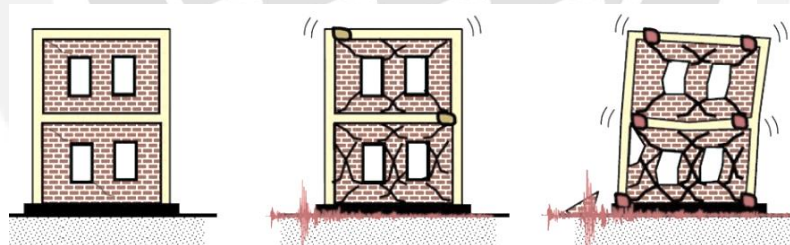


Figura 2.5 - Ejemplo de daño conforme aumenta las acciones laterales

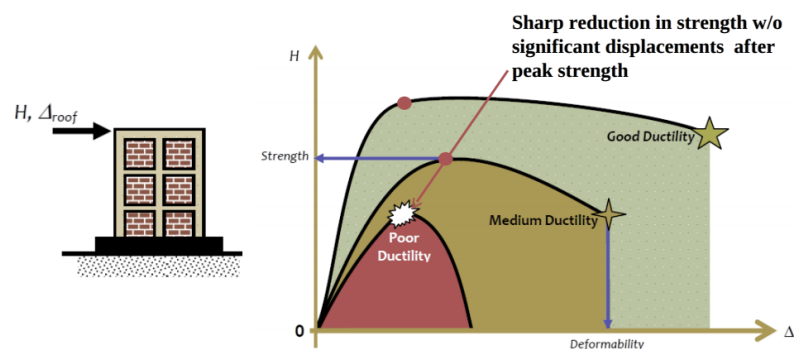


Figura 2.6 - Ejemplo de curva de capacidad en función de carga lateral vs desplazamiento lateral

Un lazo histerético de un modelo es la representación gráfica de la relación entre la carga lateral y la deformación asociada a lo largo del ensayo. Definimos como la curva de capacidad del elemento a la envolvente de todos los lazos histeréticos. Estos lazos histeréticos nos permite apreciar la degradación de la rigidez y de la resistencia del elemento y la disipación de la energía que se presenta ante los diversos ciclos de desplazamiento. La degradación de la rigidez lateral se manifiesta por el cambio de pendiente de los lazos de la curva y el deterioro de la resistencia por los menores valores de la fuerza requeridos para llegar a similares niveles de desplazamiento. La distorsión es el cociente entre el desplazamiento medido al nivel de aplicación de la carga lateral y la altura a la que se aplica se le indica en porcentaje.

Las curvas de fragilidad son utilizadas para aproximar el daño por causa de amenazas naturales. Fragilidad significa la probabilidad de alcanzar un estado límite, dado un nivel de amenaza o peligro. Fragilidad es una medida de la vulnerabilidad estructural o un estimado del riesgo estructural general. Se desarrollan curvas de acuerdo a la topología de las estructuras o sea que para cada tipo de estructuras corresponde un juego de curvas de fragilidad

Vulnerabilidad y riesgo sísmico

En muchos países en desarrollo se construyen las viviendas de manera informal sin control técnico ni profesional. Estas viviendas presentan muchas veces graves problemas de configuración estructural, de proceso constructivo y de ubicación que las hacen vulnerables ante eventos sísmicos [10].

La vulnerabilidad sísmica es el nivel de daño que pueden sufrir las edificaciones realizadas por el hombre durante un sismo. La vulnerabilidad refleja la falta de resistencia de una edificación frente a los sismos y depende de las características del diseño de la edificación, de la calidad de materiales y de la técnica de construcción.

El riesgo sísmico es el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. También, el riesgo sísmico es definido como una función de la vulnerabilidad sísmica y del peligro sísmico, que de forma general se puede expresar como: $\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad}$ [11]. Las curvas de fragilidad constituyen una herramienta fundamental para la estimación del riesgo sísmico.

El peligro sísmico (o peligrosidad sísmica) de una región se denomina a la probabilidad de que se produzcan en ella movimientos sísmicos de una cierta importancia en un plazo determinado. No debe confundirse este concepto con el de riesgo sísmico que depende de factores antrópicos y se refiere a los daños potenciales.

2.3 Estado del arte

La albañilería de ladrillos de arcilla es un sistema constructivo económico y es por tanto preferido para la construcción de viviendas en el Perú. La mayoría de estas viviendas tienen problemas en su estructura y son sísmicamente vulnerables. La población peruana no cuenta con los medios económicos suficientes para contratar personal técnico recurren a la construcción informal. Uno de los trabajos desarrollados en nuestro país que ayuda a contribuir en la reducción del riesgo sísmico es el siguiente.

Mosqueira, A. y Tarque, N. (2005) [12]

En este trabajo se desarrolla una metodología simple para determinar el riesgo sísmico en viviendas informales de albañilería confinada. Por ello se realiza un estudio en 270 viviendas de cinco ciudades de la costa del Perú. El objetivo es contribuir con la reducción del riesgo sísmico en este sistema constructivo. Con los datos obtenidos se elabora una cartilla para la construcción y el mantenimiento de viviendas en zonas de gran peligro sísmico. Se genera una base de datos con los problemas estructurales más frecuentes y con ello se establecen recomendaciones técnicas dirigidas a maestros de obra, albañiles y propietarios. En el estudio se pudo deducir que el 72% de las viviendas analizadas presentan vulnerabilidad sísmica alta, el 18% vulnerabilidad media y 10% vulnerabilidad baja.

En varias partes del Perú además de zonas de gran sismicidad se observan edificaciones con muros portantes de albañilería a base de unidades tubulares o huecas. Estos muros fallan de forma frágil y presentan trituración de las unidades ante un evento sísmico, según evidencias experimentales. Por lo tanto es de importancia conocer su comportamiento y medios para su reparación y reforzamiento para que contribuyan de buena manera a la resistencia sísmica de la vivienda [7]. Fueron varias las investigaciones experimentales realizadas en el Perú en relación a la albañilería de arcilla cocida, se hará referencia a tres de ellos.

Paredes, J. (2012) [13]

El proyecto contempla la construcción de dos muros a escala natural, uno de manera tradicional y otro con el refuerzo horizontal propuesto. Ambos muros fueron sometidos a un ensayo de carga lateral cíclica con desplazamientos controlados con el objetivo de comparar su comportamiento sísmico. Las dimensiones del muro son de 2.30 x 2.00 m. Se usaron unidades huecas de arcilla tipo King Kong de 18 huecos. La proporción volumétrica del mortero utilizado en el asentado fue de 1: 4 (cemento: arena). La conexión columna-albañilería fue de tipo dentada. Se añade un refuerzo horizontal en una cuantía de 0.1% con diámetro de 6 mm colocada cada 2 hiladas. La carga máxima soportada por el muro con refuerzo horizontal es mayor en 21% a comparación con el muro tradicional a la vez que se observó mayor ductilidad. Con el uso del refuerzo horizontal se logra atenuar la trituración de ladrillos lo que incrementa la capacidad de deformación a un 55%.

Angles, P. (2008) [14]

Este proyecto tiene como objetivo principal comparar el comportamiento sísmico de un muro confinado hecho con ladrillos de arcilla sólidos y ladrillos de concreto vibrado. El ensayo consiste en aplicar a los muros una carga lateral cíclica con desplazamiento controlado. Los resultados obtenidos en cuanto a la rigidez lateral elástica del muro MC (ladrillos de concreto) fue 32% mayor que la rigidez lateral del muro MA (ladrillos de arcilla). Las cargas máximas fueron similares. Los muros MA y MC, tuvieron una falla por corte y su comportamiento hasta la máxima distorsión angular permitida 0.005 fue similar (límite de reparabilidad). El muro MC presentó mayor daño para fases posteriores que el muro MA.

Araoz, T. y Velezmoro, J. (2012) [15]

Se realizó un estudio para plantear el reforzamiento con malla electrosoldada en muros de albañilería con ladrillos pandereta. En este trabajo se ensayaron dos muros a escala natural (2.60m de largo x2.20m de alto); uno sin reforzamiento y otro con el reforzamiento. Estos muros se ensayaron a carga lateral cíclica sin considerar el efecto de la carga vertical, determinándose un incremento de la resistencia máxima de hasta 42% más en el muro reforzado. La malla electrosoldada modifico la falla de corte a flexión y en deslizamiento de la albañilería sobre la cimentación.

Mamani, P. (2015) [16],

Se construyeron dos muros (MR-01 y MR-02) a escala natural con las mismas características geométricas. Ambos muros se sometieron a un ensayo de carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado y además la acción de una carga vertical de 11 Ton. El patrón de daño mostro que las fisuras diagonales fueron controladas por la malla electrosoldada. También se observa que la carga vertical fue un factor fundamental en el incremento de la resistencia lateral en el muro MR-02 con respecto al muro MR-01, determinándose un 13% de incremento.

Además, se presenta una recopilación de resultados de ensayos experimentales en especímenes de albañilería desarrollados en el extranjero.

Guojue, W., Yingmin, L., Nina, Z. y Ingham, J. (2016) [17]

Evaluaciones pos-sismo en el área rural de China, evidenció que las estructuras de mampostería tienen un mal desempeño cuando están sujetos a grandes intensidades de movimiento del suelo. Los autores, proponen una alternativa económica de albañilería confinada, que es reemplazar los elementos de confinamiento tradicional (concreto armado fabricado in-situ) por bloques de concreto prefabricado. Siendo esta alternativa para la construcción de viviendas sismorresistente en el área rural de China.

Con el objetivo ese objetivo, los autores, realizaron una campaña experimental para evaluar el desempeño sísmico de los muros de albañilería con columnas de concreto tradicional y con columnas de confinamiento hechas de bloques de concreto prefabricado.

En el trabajo experimental se adoptó el ensayo cuasi-estático. Los especímenes fueron construidos a escala reducida (1:2) y con una relación de aspecto de 0.5. Las cargas actuantes sobre el muro durante el ensayo fueron una carga lateral cíclica y carga vertical constante (simulando estructuras de 2 o 3 pisos), la carga vertical representó un esfuerzo de compresión entre 0.2 MPa y 0.5 MPa. En la Figura 2.12 se muestra el sistema de aplicación de cargas; estas cargas fueron aplicadas sobre una viga metálica lo suficientemente rígida para distribuir de manera uniforme estas cargas sobre el muro en ensayo.

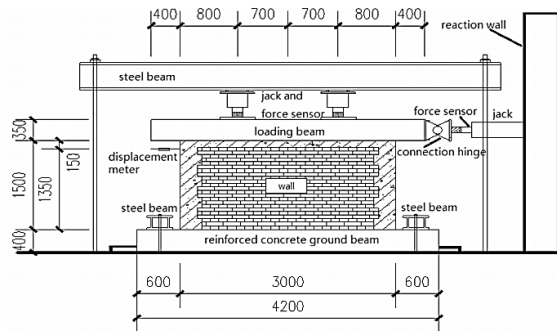


Figura 2.7 - Montaje para ensayo cuasi-estático.

Los muros fallaron típicamente a corte, con la presencia de grietas diagonales. Además, se observó que la presencia de la carga axial incrementa la resistencia a fricción evitando el deslizamiento por corte en las juntas horizontales. Resultando en un incremento de la energía disipada y un menor estrangulamiento de los lazos histeréticos.

Con el objetivo de evaluar cuantitativamente la energía disipada y el amortiguamiento viscoso equivalente (ζ), los autores seleccionaron tres estados límite basados en el patrón agrietamiento del muro: (a) límite de agrietamiento (b) límite último, (c) límite de falla.

Obteniendo para los muros confinados un amortiguamiento viscoso equivalente de 0.05 para el límite de agrietamiento, 0.16 para el límite último y 0.25 para el límite de falla. También, se evaluó la capacidad de deformación (μ) de los muros de arcilla cocida, confinada por elementos de concreto armado, estos presentaron una ductilidad de 6.2.

Singhal, V. y Rai, D. (2014) [18]

La construcción de albañilería confinada ha evolucionado en base a su desempeño satisfactorio en sismos pasados. Se ha observado que la albañilería confinada posee una razonable capacidad de corte y ductilidad bajo cargas de sismo. Su comportamiento depende significativamente de la interface albañilería-columnas de confinamiento, el detalle de los elementos de confinamiento y la presencia de aberturas.

Los autores desarrollaron una campaña experimental en muros de albañilería confinada, construidas con unidades de arcilla cocida. Los muros se construyeron a escala reducida (1:2). El objetivo principal fue, investigar la influencia de la interface albañilería-columnas de confinamiento y la presencia de aberturas en la respuesta del muro, dentro y fuera de su plano.

El trabajo experimental consistió en ensayos cuasi-estáticos y dinámicos para analizar la respuesta de los muros en su plano y fuera del plano. Cuatro (04) muros fueron ensayados para evaluar la influencia del tipo de conexión (endentado) entre albañilería y columnas de confinamiento. Otros cuatro (04) muros con aberturas para puertas y ventanas fueron ensayados hasta la rotura, para evaluar la eficiencia de tres propuestas de confinamiento en las aberturas. El ensayo consideró la aplicación sucesiva de cargas laterales y adicionalmente una carga vertical de 0.10 MPa sobre el muro. Ver Figura 2.8.

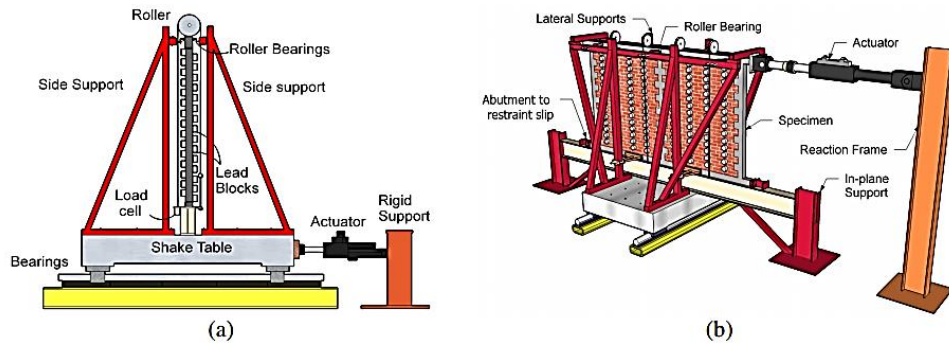


Figura 2.8 - Montaje para ensayo: (a) fuera del plano y (b) dentro del plano.

La conexión en endentado incrementó la interacción entre el panel de albañilería y los elementos de confinamiento y ayudó a reducir la probabilidad de inestabilidad del muro fuera del plano. El apropiado confinamiento alrededor de las aberturas ayudó a distribuir uniformemente de las grietas, esto permitió incrementar significativamente su resistencia y capacidad de deformación. Compensando, la reducción de rigidez en el muro por la presencia de las aberturas.

Colunga, A., Ángeles, A. y Vallejo, S. (2009) [19]

La albañilería confinada es usualmente hecha con unidades de arcilla cocida o bloques de concreto y es predominante en las construcciones de viviendas en México, por no decir en todo Latinoamérica y algunos países de Europa.

La albañilería confinada ha sido usada por mucho tiempo en México y se ha verificado su buen desempeño frente a eventos sísmicos. Sin embargo, la gran demanda de viviendas para personas con bajos recursos, los ha forzado a buscar sistemas alternativos de construcción a costo reducido, usando materiales más baratos como es el caso de “la albañilería confinada y combinada” donde se emplean bloques de concreto ligero (baratos).

Con el propósito de evaluar el comportamiento mecánico de estos muros de albañilería combinada y confinada, se construyeron 04 especímenes para ser ensayados bajo carga lateral cíclica (siguiendo los lineamientos del NTCM-2004) y carga vertical constante. Ver Figura 2.9.

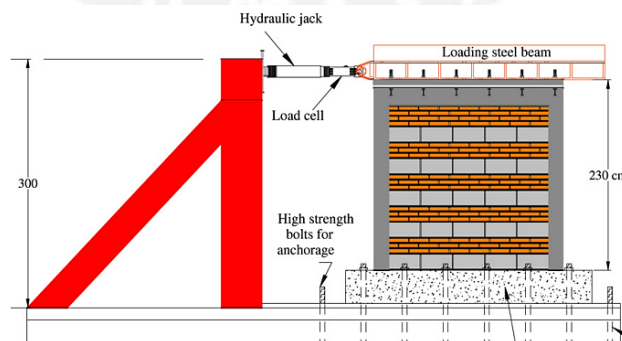


Figura 2.9 - Montaje de ensayo.

El apéndice A de NTCM-2004 establece un criterio para calificar a un muro de albañilería como sismo resistente, basado en ensayos cuasi-estáticos y caracterización de materiales.

Básicamente, tres requisitos principales deben ser evaluados de la información obtenida de los ensayos cíclicos y los ensayos en prismas: (a) la resistencia máxima a corte (V_{max}) del muro obtenida de los ensayos cíclicos, alcanzado para un drift $\leq 0.6\%$, debe ser igual o mayor a la resistencia a corte (V) obtenida de los ensayos en muretes, (b) $V_{max} \leq \lambda V$, donde λ es un factor de sobre-resistencia que puede ser asumido como 1.3, (c) para un drift de 0.6%, la degradación de rigidez lateral no será mayor a 90% y el amortiguamiento viscoso equivalente (ζ) será mayor a 0.15.

Tras los ensayos realizados y bajo el criterio de la NTCM-2004, los autores encontraron que la albañilería combinada y confinada construida de manera informal (auto-construcción) no satisface todos los criterios para ser calificada como un elemento sismo resistente. Principalmente, por que el deslizamiento sin fricción a lo largo de las juntas, favorecido por el bajo esfuerzo vertical, provoca un estrangulamiento excesivo del lazo histerético disipando muy poca energía. Además, se observó una importante degradación de la rigidez al alcanzar una distorsión angular de 0.6%. También se observó, que el tipo de falla que se presentó en los muros fue por deslizamiento sobre las juntas horizontales, sin desarrollar toda su capacidad a corte representado por las típicas grietas diagonales.

García, J. y Negrete, M. (2008) [20]

En Latino-América, las viviendas sociales y edificaciones de mediana altura tienen predominantemente como elemento sismo-resistente a los muros de albañilería confinada. Los eventos sísmicos han evidenciado la vulnerabilidad de estas edificaciones, principalmente en áreas cercanas a zonas de falla sísmica.

El objetivo del trabajo fue construir funciones de fragilidad asociadas a estados de daño y su reparabilidad en muros de albañilería confinada, estas funciones pueden ser usadas para evaluaciones sísmicas basadas en desempeño y estimación de pérdidas inducidas por el sismo.

Con este propósito, se recopilieron resultados de ensayos cuasi-estáticos en 118 muros de albañilería confinada de programas desarrollados en Mexico, Chile, Perú, Venezuela y Colombia. Luego, curvas de fragilidad basadas en drift fueron construidas para estos muros, teniendo en cuenta parámetros que influyen en su capacidad de deformación, como el tipo de unidad de albañilería, la cantidad de refuerzo horizontal en la albañilería y los esfuerzos de compresión vertical sobre el muro.

Capítulo III

Ensayos experimentales de los materiales de la albañilería

3.1. Introducción

Este capítulo comprende la descripción y resultados de los ensayos realizados para la clasificación de las unidades de albañilería, ensayos de pilas (compresión axial) y muretes (compresión diagonal). El objetivo es de clasificar a la unidad de arcilla según los parámetros de la Norma Técnica Peruana E.070 [6]. Por otro lado, con la elaboración de los prismas de albañilería determinar la resistencia característica a compresión axial de la albañilería simple (f'_m), el módulo de elasticidad (E_m), resistencia característica a fuerza cortante pura de la albañilería (v'_m) y módulo de corte (G_m).

3.2. Unidades de albañilería

Para los fines de esta investigación se utilizaron ladrillos de arcilla tipo King Kong de 18 huecos (Figura 3.1), producidos industrialmente por una fábrica que presenta una participación significativa en el mercado.

Algunas especificaciones técnicas del fabricante:

Tabla 3. 1 - Especificaciones técnicas

Tipo	King Kong, 18 huecos
Dimensiones	90 x 130 x 230 mm
Peso	3.30 Kg
Rendimiento	36 Unidades x m ²

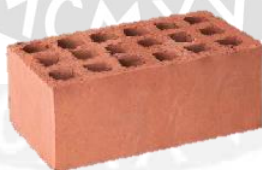


Figura 3.1 - Unidad de ladrillo de arcilla tipo King Kong, 18 huecos

3.2.1. Ensayos clasificatorios

En esta parte se describen dos tipos de ensayos: ensayos clasificatorios (variación de la dimensión, alabeo, resistencia a la compresión) relacionados con la clasificación de la unidad y ensayos no clasificatorios relacionados con el proceso constructivo de los muros (succión y absorción). Para el muestreo, se selecciona un grupo de 11 unidades de un lote de 2 millares de unidades de arcilla.

A) Variación de la dimensión o variación dimensional

Se siguieron las directivas indicadas en las Normas NTP 339.613 y 399.604. El ensayo consiste en medir con una regla graduada al milímetro las tres dimensiones de la unidad (largo, ancho y alto), estas mediciones se realizan colocando la regla a la mitad de las aristas que limitan cada cara (Figura 3.2).

Por cada incremento de 3 mm en el espesor de las juntas horizontales, la resistencia a la compresión de la albañilería disminuye en un 15 %, así mismo disminuye la resistencia al corte [8].



Figura 3.2 - Ensayo de variación dimensional

La ecuación 3.1 es utilizada para hallar el porcentaje de variación

$$V = \frac{De - Dp}{De} \times 100 \quad (3.1)$$

Donde:

- V : Variabilidad dimensional (%)
- De : Medida especificada por el fabricante (mm)
- Dp : Medida promedio (mm)

En la Tabla 4.2 se muestran los resultados obtenidos para las unidades de arcilla

Tabla 3.2 - Resultados del ensayo de variación dimensional

Espécimen	Largo (mm)					Ancho (mm)					Altura (mm)				
	L1	L2	L3	L4	Lo	A1	A2	A3	A4	A0	H1	H2	H3	H4	Ho
S-01	234.40	234.65	233.95	231.15	233.54	128.05	128.00	128.10	127.80	127.99	90.10	89.50	89.25	88.60	89.36
S-02	233.05	233.15	232.80	232.65	232.91	128.45	127.70	128.15	127.60	127.98	90.10	89.15	90.00	89.40	89.66
S-03	234.80	235.55	236.40	234.50	235.31	128.30	128.60	128.30	128.00	128.30	90.80	90.00	90.30	90.30	90.35
S-04	234.10	234.75	235.15	233.50	234.38	127.95	128.00	128.80	127.70	128.11	90.70	91.10	90.45	90.00	90.56
S-05	234.55	235.00	233.65	234.30	234.38	128.10	128.10	128.20	128.20	128.15	91.60	91.12	91.95	90.15	91.21
S-06	233.10	232.55	233.40	233.20	233.06	128.30	127.80	127.20	127.60	127.73	90.15	89.80	89.13	89.40	89.62
S-07	235.05	233.65	233.85	233.60	234.04	127.25	126.80	126.95	127.30	127.08	90.00	88.80	89.12	89.60	89.38
S-08	235.00	235.20	235.50	235.00	235.18	128.30	128.20	128.65	128.10	128.31	90.10	90.20	90.70	90.00	90.25
S-09	233.40	233.30	232.30	232.20	232.80	130.00	130.05	128.65	128.00	129.18	89.90	89.70	90.00	89.33	89.73
S-10	233.60	234.50	233.15	234.10	233.84	128.10	127.65	127.70	127.95	127.85	90.00	90.00	90.75	90.60	90.34
				L:	230.00				A:	130.00				H:	90.00
				σ	0.89				σ	0.53				σ	0.59
				L'	233.94				A':	128.07				H':	90.05
				% var	-1.71				% var	1.49				% var	-0.05

Donde

- Lo : Longitud promedio de largo de la unidad
- Ao : Longitud promedio de ancho de la unidad
- Ho : Longitud promedio de altura de la unidad
- σ : Desviación estándar
- % var : Porcentaje de variación

Interpretación de resultados

Según los resultados obtenidos se tiene una dispersión máxima de 1.71% en la longitud de las unidades y de acuerdo con la Norma Técnica E.070 la unidad es aceptable ya que no sobrepasa la variabilidad máxima ($\pm 2\%$) para ladrillos industriales tipo IV. En resumen, la Tabla 3.3 muestra los resultados obtenidos:

Tabla 3.3 - Resumen de resultados, variación dimensional

	Longitud (mm)	L (%)	Ancho (mm)	A (%)	Altura (mm)	H (%)	Clasificación Norma E.070
Ladrillo industrial de 18 huecos	233.94	-1.71	128.07	1.49	90.05	-0.05	Tipo IV

B) Alabeo

Se siguieron las consideraciones indicadas en la Norma NTP 339.613 para el procedimiento de ensayo y obtención de resultados. El ensayo se realiza colocando la superficie de la unidad encima de una mesa plana. Se coloca la regla metálica en la diagonal de la superficie de asiento. Para luego hacer mediciones en la parte de mayor flexión utilizando una cuña metálica (Figura 3.3).

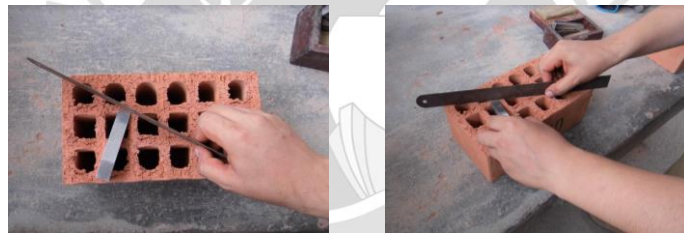


Figura 3.3 - Ensayo de variación dimensional

Los resultados obtenidos para ensayo se muestran en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 - Resultados del ensayo de alabeo

Espécimen	Cara A (mm)		Cara B (mm)	
S-01	cv-0.0	cc-0.0	cv-0.0	cc-0.5
S-02	cc-0.5	cc-0.5	cc-0.0	cc-0.5
S-03	cc-0.0	cc-0.0	cv-1.0	cc-0.5
S-04	cv-0.5	cv-0.0	cc-0.5	cc-0.0
S-05	cc-0.5	cc-0.5	cc-0.5	cc-0.5
S-06	cc-0.0	cc-1.0	cv-0.5	cv-0.5
S-07	cv-1.0	cc-0.5	cc-0.5	cc-0.5
S-08	cc-0.0	cc-0.0	cc-0.0	cc-0.0
S-09	cc-0.5	cc-0.0	cc-0.5	cc-0.5
S-10	cc-0.0	cv-0.0	cc-0.5	cc-0.0
PROMEDIO	Cóncavo	0.40	mm	
	Convexo	0.50	mm	

Donde:

Cc : concavidad de la unidad

Cv : Convexidad de la unidad

Interpretación de resultados

El alabeo también determina el espesor de las juntas a la vez es importante porque podría influir en la adherencia mortero-unidad al formarse vacíos en las zonas más alabeadas o incluso podría producir fallas de tracción por flexión en la unidad. Para este ensayo se clasifica a la unidad Tipo V debido a que el valor máximo permitido para este tipo de ensayo es 2 mm y el valor obtenido es inferior al límite.

Tabla 3.5 - Resumen de resultados, alabeo de la unidad

Alabeo de la unidad		Clasificación Norma
Cara 1 (mm)	Cara 2 (mm)	
0.40	0.50	E.070 Tipo V

C) Resistencia a la compresión

La resistencia a compresión de la albañilería depende fundamentalmente de su composición y del proceso de cocido [21]. Se siguieron las consideraciones indicadas en la Norma NTP 339.613 y 399.604 para el procedimiento de ensayo y obtención de resultados. Para la realización de este ensayo se usaron unidades secas y limpias. Se coloca una mezcla de capping en la superficie de las unidades para uniformizar las superficies de contacto con el cabezal de la máquina de compresión por donde se transmite la carga (superior) y la base donde se apoya la unidad (inferior) como se observa en la Figura 3.4.



Figura 3.4 - Ensayo de resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión (f'_b) se determina dividiendo la carga de rotura (P), entre el área bruta (A) de la unidad, como indican las ecuaciones siguientes.

$$f_b = \frac{P}{A} \quad (3.2)$$

$$f'_b = f_b - \sigma \quad (3.3)$$

- f'_b : Resistencia característica
- f_b : Resistencia a compresión de la unidad
- P : Carga máxima o de rotura
- A : Área bruta del espécimen
- σ : Desviación estándar

La resistencia característica se obtendrá restando una desviación estándar al valor promedio de la muestra (Tabla 3.6).

Tabla 3.6 - Resultados del ensayo de compresión axial en unidades

Espécimen	Largo (mm)		Ancho (mm)		Altura (mm)		Peso seco (gr)	P kN	Área bruta mm ²	f_b MPa
	L1	L2	A1	A2	E1	E2				
S-01	234.40	234.65	128.05	128.00	90.10	89.50	3,044.90	398.2	30025.06	13.26
S-02	233.05	233.15	128.45	127.70	90.10	89.15	3,024.70	313.1	29854.28	10.49
S-03	234.80	235.55	128.30	128.60	90.80	90.00	3,080.70	157.8	30208.23	5.22*
S-04	234.10	234.75	127.95	128.00	90.70	91.10	3,066.40	375.0	30000.54	12.50
S-05	234.55	235.00	128.10	128.10	91.60	91.12	3,104.00	392.9	30074.68	13.06

*Este valor es más bajo que los demás, se opta por descartarlo.

f_b	12.33
σ	1.27
f'_b	11.06

Interpretación de resultados

El valor mínimo aceptable por la norma E.070 para la unidad de arcilla Tipo III es de 9.30 MPa, se observa que se cumple con esta exigencia dado que se obtiene un valor de 11.06 MPa.

Tabla 3.7 - Resumen de resultados, ensayo de compresión axial

Resistencia a la compresión f'_b (MPa)	Clasificación de norma E.070
11.06	Tipo III

Finalmente, podemos concluir que de acuerdo a los resultados mostrados anteriormente en cuanto a variación dimensional, alabeo y resistencia a la compresión, es posible clasificar a la unidad de arcilla de Tipo III: Resistencia y durabilidad moderadas aptas para construcciones de albañilería en condiciones de servicio moderadas, según la Norma E.070. Es preciso señalar que para la clasificación de la unidad la norma no incluye el porcentaje de vacíos, más si proporciona limitaciones en el uso de éstas para fines estructurales.

3.2.2. Ensayos no clasificatorios

Este tipo de ensayos ayudan a definir el procedimiento constructivo de los muros de albañilería.

D) Succión

Es la medida normalizada de la velocidad inicial de absorción del agua, índice de la avidez del agua que posee la unidad de albañilería y de la tendencia a quitársela del mortero del asentado.

La unidad es puesta en el horno a una temperatura de 110°C, y luego de 24 horas, se retira para obtener el peso seco. Una vez obtenido este peso, se coloca la unidad en una bandeja con un fluido constante de agua durante un minuto, de tal modo que la cara de asiento esté en contacto con una película de agua de 3mm de espesor, con el fin de ir llenando los vacíos del ladrillo. Una vez transcurrido el minuto, la unidad se vuelve a pesar (Figura 3.5).

$$S = \frac{200 \cdot (P_{suc} - P_{sec})}{Ab} \quad (3.4)$$

Donde:

- S : Succión (gr)
- P_{suc} : Peso sumergido de la unidad albañilería (gr)
- P_{sec} : Peso seco de la unidad de albañilería (gr)
- Ab : Área bruta de la unidad de albañilería (cm²)

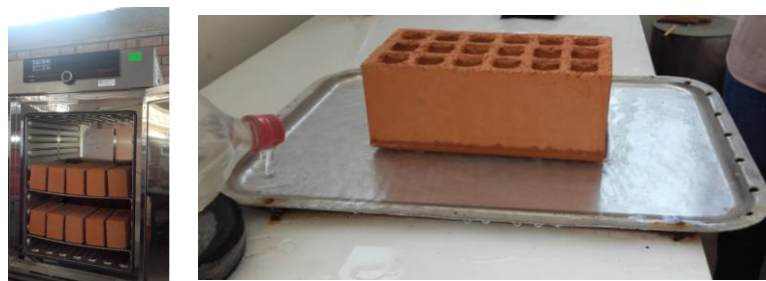


Figura 3.5 - Ensayo de succión

La succión es indispensable para que exista adhesión con el mortero. Es responsable de que los solubles del mortero disueltos en agua sean absorbidos por la unidad dando lugar a la adhesión. Sin embargo, si la succión es elevada se recomienda humedecer la unidad antes del asentado. Los resultados se detallan en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8 - Resultados del ensayo de succión

Espécimen	P _{sec} gr	P _{suc} gr	Dimensión de la unidad		Área cm ²	S (gr/200cm ² -min)
			Longitud	Ancho		
			mm	mm		
S-09	3041.00	3093.50	233.40	130.00	303.42	34.61
S-10	3065.90	3116.80	233.60	128.10	299.24	34.02
S-11	3014.00	3069.00	233.94	128.07	299.61	36.71
PROMEDIO						35.11

Interpretación de resultados

Según San Bartolomé (1994) [8], la succión debería tener un valor comprendido entre 10 y 20 gr/200cm²-min. Si aplicamos esta consideración ninguna unidad se encuentra en el rango, por ello es recomendable regar a las unidades antes del asentado. Las unidades se regaron durante 30 minutos 15 horas antes del asentado.

E) Absorción

Se siguieron las consideraciones indicadas en la Norma NTP 339.613 y 399.604 para el procedimiento de ensayo y obtención de resultados. Este ensayo considera la absorción del agua de una unidad, al peso de agua expresada en porcentaje del peso seco. Consiste en secar las unidades en un horno, se pesan, después de secadas las unidades a temperatura ambiente, se repite este procedimiento hasta no tener variación el peso. Las unidades se introducen en un recipiente con agua durante 24 horas, se retiran y se pesan nuevamente (Figura 3.6).

$$A = \frac{(P_{sat} - P_{sec})}{P_{sec}} \cdot 100 \quad (3.5)$$

Donde:

- A : Absorción (%)
 P_{sat} : Peso saturado de la unidad de albañilería (gr)
 P_{sec} : Peso seco de la unidad de albañilería (gr)
 P_{nat} : Peso natural (gr)

La unidad cumple con tener una absorción menor que el 22% especificado como máximo para las unidades de albañilería. Los resultados obtenidos se observan en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9 - Resultados del ensayo de absorción

Espécimen	Peso (gr)			A
	P_{nat}	P_{sec}	P_{sat}	%
S-06	3077.70	3075.90	3358.20	9.18
S-07	3061.50	3060.50	3376.60	10.33
S-08	3083.30	3081.00	3426.70	11.22
			PROMEDIO	10.24



Figura 3.6 - Ensayo de absorción

Interpretación de resultados

Cuánto más elevada sea la absorción de la unidad, significa que es más porosa y por tanto, menos resistente al intemperismo. Por ello, se recomienda que la absorción máxima no sobrepase el 22% (Norma E.070).

Ladrillo de Arcilla = 10% < 22% OK

F) Porcentaje de vacíos

El área de huecos ayudan a favorecen la cocción de la unidad pero reducen su resistencia frente a los esfuerzos de compresión axial. El procedimiento de ensayo inicia con el llenado de los alveolos de las unidades con arena especial (Ottawa), previo a la limpieza y la determinación de su peso inicial. Luego se pesa nuevamente la unidad incluido el peso de la arena en el interior de los alveolos de la unidad. Para determinar el porcentaje de vacíos se resta el peso inicial y final, luego se compara el volumen de la arena con el volumen total de la unidad. El porcentaje de huecos se halla con la expresión 3.6.

$$\% \text{ huecos} = \frac{V_{arena}}{V_{unidad}} \times 100 \quad (3.6)$$

Donde:

- V_{arena} : Volumen de arena en las perforaciones (cm^3)
 V_{unidad} : Largo x ancho x altura de la unidad. (cm^3)



Figura 3.7 - Ensayo de absorción

Los resultados muestran que las unidades utilizadas presentan un porcentaje de vacíos alrededor del 44%. Por tanto, se clasifica como una unidad hueva dado que presenta más del 30% de vacíos según lo establecido por la Norma E.070.

Tabla 3.10 - Resultados del ensayo de absorción

Espécimen	V_{arena} cm ³	V_{unidad} cm ³	% de huecos
S-02	1 174.63	2697.17	43.55
S-03	1 187.17	2735.34	43.40
S-04	1 172.03	2716.75	43.14
S-05	1 161.62	2752.20	42.21
S-06	1 167.87	2696.09	43.32
S-07	1 166.00	2691.91	43.32
S-08	1 216.05	2716.56	44.76
S-09	1 175.98	2727.75	43.11
S-10	1 199.70	2693.17	44.55
S-11	1 171.03	2697.96	43.40
PROMEDIO			43.48

3.3.Mortero

El mortero está constituido por una mezcla de agregado fino y aglomerantes, a los cuales se añade una cantidad de agua para que proporcione una mezcla trabajable, adhesiva y sin que se produzca segregación del agregado. Su objetivo es adherir y corregir las imperfecciones de las unidades de albañilería en el proceso constructivo, para que al final se forme un conjunto durable denominado albañilería.

El mortero tiene propiedades en su estado plástico y en su estado endurecido. En el estado plástico la propiedad esencial del mortero es su trabajabilidad, que es la cualidad de poder ser manipulado con el badilejo y de adherirse a las superficies de las unidades de albañilería, logrando un contacto íntimo y completo que corrija las irregularidades de las unidades de albañilería. Por otro lado, en su estado endurecido las propiedades principales del mortero son la adhesión entre unidades de albañilería y la resistencia a compresión.

Se siguieron las consideraciones indicadas en la Norma NTP 399.607 y 399.610. La geometría de las probetas de mortero es de 50 x 50 x 50 mm. Se utiliza mortero en proporción volumétrica 1:4 (cemento:arena); el cemento a utilizar será Pórtland tipo I y la arena fue gruesa, natural, y libre de materia orgánica y sales.

3.3.1. Procedimiento de construcción

Se presentan el procedimiento de fabricación de los prismas de mortero, previo al ensayo de compresión uniaxial.

Procedimiento de construcción de primas de mortero



- a) Para tener resultados más representativos, se toman muestras del mortero utilizada en la construcción de muros o prismas (pilas o muretes).



- b) Después de limpiar y engrasar las celdas del molde metálico, se vierte el mortero hasta que llegue a cubrir aproximadamente $\frac{1}{2}$ de la altura de cada una de las celdas.



- c) Con la ayuda de un pisón se procede a dar 8 golpes partiendo de cada lado del molde hasta llegar a su extremo opuesto. Se tendrá un total de 32 golpes en 4 series.



- d) Se vierte una segunda capa de mortero en cada celda hasta que rebase su altura. Se procede a apisonar y se repite el paso c) Entre los pasos c) y d) se tiene un total de 64 golpes.



- e) Después de unos minutos se enrasa la superficie para darle la forma de cubos al mortero. En el molde se dejan las probetas por 24 horas, para después desmoldarlas y sumergirlas en una poza de agua hasta la fecha de ensayo.
-



- f) Luego de 28 días, las probetas de mortero se retiran del agua para ser medidas y ensayadas.

3.3.2. Resistencia a compresión

Se elaboraron 6 probetas cúbicas de mortero por cada jornada de construcción de muros, se consideraron 2 jornadas de trabajo (Grupos 1 y 2) para la extracción de muestras. Estas probetas fueron inmersas en agua para su respectivo curado para posteriormente pasados 28 días de edad sean ensayadas a compresión axial a una velocidad de desplazamiento entre los cabezales de la maquina universal de 1 mm /min. Parte del procedimiento de ensayo compresión se puede observar en la Figura 3.7.

Para hallar la resistencia a compresión del mortero se usaron las siguientes ecuaciones:

$$R_{\text{mortero}} = \frac{\text{Carga de rotura}}{\text{Área bruta}} \quad (4.7)$$

$$f'_{\text{mortero}} = \bar{R}_{\text{mortero}} - \sigma \quad (4.8)$$

Donde

f'_{mortero} : Resistencia al a compresión del mortero

\bar{R}_{mortero} : Promedio de la resistencia a compresión del mortero de la muestra

σ : Desviación estándar de la muestra



Figura 3.8 - Resistencia a compresión del mortero

Los resultados obtenidos se observan en la Tabla 3.11

Tabla 3.11 - Resultados del ensayo de compresión axial en probetas de mortero

PROBETA N° (Grupo 1)	Largo (mm)		Ancho (mm)		Espesor (mm)		Carga Máxima		Área de ensayo (m ²)	Esfuerzo MPa
	L1	L2	A1	A2	E1	E2	kN	kg		
1	51.30	51.20	51.90	51.70	50.70	50.00	56.54	5763.5	0.00265	21.71
2	51.40	50.95	51.40	51.40	50.90	50.85	52.47	5348.6	0.00263	20.33
3	51.35	51.10	51.10	51.20	50.90	50.75	52.36	5337.4	0.00262	20.37
4	50.95	50.95	50.80	51.00	50.95	50.80	52.86	5388.4	0.00259	20.78
5	51.10	51.10	51.10	51.00	50.80	50.00	53.33	5436.3	0.00261	20.84
6	50.80	50.80	50.20	51.30	51.25	50.80	56.64	5773.7	0.00258	22.40
									Prom. Esf.	21.07
									σ	0.82
									Esfuerzo	20.25

PROBETA N° (Grupo 2)	Largo (mm)		Ancho (mm)		Espesor (mm)		Carga Máxima		Área de ensayo (m ²)	Esfuerzo MPa
	L1	L2	A1	A2	E1	E2	kN	kg		
1	51.20	51.10	52.30	51.75	50.60	50.50	44.75	4561.7	0.00266	17.14
2	50.70	50.70	50.50	52.00	50.90	51.50	32.20	3282.4	0.00260	12.63
3	51.15	51.20	51.70	51.25	50.80	51.40	38.88	3963.3	0.00263	15.05
4	50.85	50.95	51.50	51.35	50.80	50.65	32.01	3263.0	0.00262	12.47
5	50.90	51.20	51.50	51.70	50.75	51.00	38.20	3894.0	0.00263	14.78
6	50.90	50.80	51.30	51.90	50.90	50.80	37.41	3813.5	0.00262	14.53
									Prom. Esf.	14.43
									σ	1.73
									Esfuerzo	12.70

En ese sentido, la mayoría de los autores revisados coinciden en que la resistencia del mortero modifica de manera importante la resistencia y rigidez de muros con unidades huecas mayores al 30% de vacíos. San Bartolomé y Tomazevic atribuyen poca participación de la calidad del mortero a la resistencia de la mampostería, pero no descartan su contribución; esta apreciación se debe al reducido rango de valores de resistencia del mortero utilizado en sus ensayos [22]. La recomendación es obtener morteros con una resistencia a compresión similar a la de las piezas utilizadas.

3.4. Prismas de albañilería

Los prismas son especímenes que nos permiten predecir el comportamiento de los muros de albañilería, mediante ensayos que permitirán caracterizar el comportamiento de muros de albañilería. El objetivo de los prismas es que representen a los muros reales de la mejor manera posible, por lo que deben estar expuestos a las mismas condiciones y tener las mismas variables que determinan sus características (humedad, tipo de ladrillos, dosificación del mortero, espesor de las juntas, asentado, mano de obra, etc.). La construcción de 4 pilas y 4 muretes nos dan a conocer la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, resistencia al corte de la albañilería y módulo de corte de la albañilería.

3.4.1. Pilas

Las pilas de albañilería son prismas compuestos por dos o más unidades de albañilería, asentadas una sobre otra mediante mortero. Para esta investigación se elaboraron 4 pilas de altura igual a 0.60 m, largo de 0.23 m y ancho de 0.13 m (Figura 3.9). Las pilas a la edad de 28 días fueron ensayadas a compresión axial y los resultados permitieron la determinación de la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad.

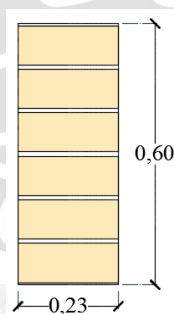


Figura 3.9 - Pilas de albañilería

Sin embargo, la resistencia característica a compresión axial de las pilas ($f'm$) depende de la esbeltez, que es la relación que existe entre la altura y el espesor del prisma. La esbeltez de la pila (altura y espesor) debe estar entre 2 y 5, aunque valores más representativos de la albañilería están entre 4 y 5. La siguiente tabla proporciona valores de corrección por esbeltez según la Norma E. 0.70 (Tabla 3.12).

Tabla 3.12 - Factores de corrección por esbeltez (Norma E. 0.70)

Esbeltez	2	2.5	3	4	4.5	5
Factor	0.73	0.8	0.91	0.95	0.98	1

3.4.1.1. Procedimiento de construcción

Se presentan el procedimiento de construcción de pilas, previo al ensayo de compresión axial. Los pasos a seguir se detallan a continuación:

Pasos para la construcción de pilas



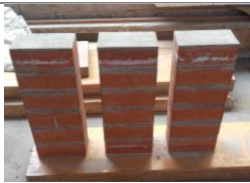
- a) Alrededor de 15 horas antes de la construcción de las pilas de albañilería, es necesario regar a las unidades de arcilla durante media hora.



- b) Las unidades se asentaron una sobre otra con las superficies limpias de polvo. El asentado se realiza presionando verticalmente las unidades sin bambolearlas. Las pilas se construyen verificando su verticalidad con una plomada y un nivel.



- c) El espesor de las juntas de mortero fue de 10 mm y se controla el grosor con una regla de madera (escantillón), previamente a esta regla se le hacen unas marcas que indican la altura de cada una de la hiladas a colocar.



- d) Finalmente se coloca capping en las superficies con la finalidad de uniformizar la superficie de contacto con los cabezales del dispositivo de ensayo.

3.4.1.2. Técnica de ensayo

El equipo de ensayo consistió de una celda de carga y una gata hidráulica, ambas de 1960 kN (200 Ton) de capacidad, accionada con una bomba eléctrica. Tanto la celda como la gata, se apoyan sobre un pórtico metálico de reacción. La muestra se pone en el plato inferior y cuidadosamente centrada. Después, se aplica una pequeña precarga, en control de fuerza, con el fin de ajustar la placa superior a la superficie superior de la muestra. Luego la carga es aplicada hasta provocar la rotura de los prismas. La velocidad de ensayo para pilas fue por desplazamiento controlado con dos velocidades de 0.5 mm/min y 0.25 mm/min, ésta última fue accionada para acentuar la curva Fuerza – Desplazamiento al final de la etapa lineal.

3.4.1.3. Instrumentación

Se colocaron dos LVDT locales a cada cara de la pila con el fin de registrar el desplazamiento axial (Figura 3.10). Los instrumentos se retiraron para una carga determinada con la finalidad de evitar que se dañen ante el colapso de la pilas. Adicional a ello se coloca un LVDT global entre los cabezales de la máquina de compresión para determinar el desplazamiento global vertical de cada pila.

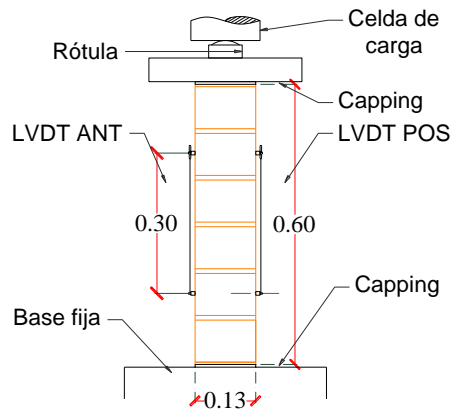


Figura 3.10 - Instrumentación en pilas

3.4.1.4. Resistencia a la compresión axial f'_m

Mediante este ensayo se determina la resistencia ante cargas verticales. Este esfuerzo depende del efecto de interacción entre el bloque y el mortero. El valor de f_m se obtuvo dividiendo la carga de rotura entre el área bruta de la sección transversal [23]. El valor dado se corrige con un factor de corrección según una esbeltez determinada con la Tabla 3.13. Los valores de f'_m fueron hallados restando una desviación estándar al valor promedio.

$$f'_m = f_m - \sigma \quad (3.9)$$

Donde

f_m : Resistencia promedio a compresión (kg/cm²).

f'_m : Resistencia característica a compresión (kg/cm²).

σ : Desviación estándar.

Para la determinación de la carga máxima (P_{Max}) se grafica la curva de Fuerza – Desplazamiento con el registro del LVDT global en todas las pilas (Figura 3.11). Se identifica el punto máximo de inflexión de la curva. El valor obtenido se divide entre el área transversal de la pila y se afecta por un factor de corrección de acuerdo a la esbeltez de cada pila.

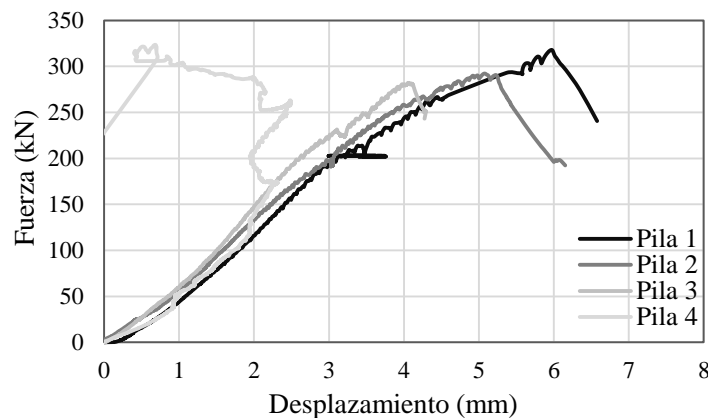


Figura 3.11 - Curva fuerza-desplazamiento, LVDT global en pilas

Finalmente, es posible determinar la resistencia característica a compresión de pilas. (Tabla 3.13).

Tabla 3.13 - Resistencia a la compresión de pilas

Espécimen	Dimensiones			Esbeltez (h/t)	P_{Max} kN	Área m ²	f_m MPa	Factor de corrección	f_m corregido MPa
	L (mm)	t (mm)	H (mm)						
P01	235	125	592	4.74	318	0.02938	10.83	0.99	10.70
P02	234	127	590	4.65	292	0.02972	9.83	0.99	9.71
P03	235	126	593	4.71	282	0.02961	9.52	0.99	9.41
P04	236	125	590	4.72	323	0.02950	10.95	0.99	10.82
							f_m	10.16	MPa
							σ	0.706	MPa
							f'_m	9.46	MPa

3.4.1.5. Módulo de elasticidad E_m

Se colocaron dos LVDT locales en cada pila (Figura 3.10), fueron identificados como anterior (ANT) y posterior (POS). El módulo de elasticidad de la pila resultó de promediar el módulo de elasticidad de cada sensor.

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta P_{Max}}{\text{Área Bruta}} \quad (3.10)$$

$$\Delta\xi = \frac{\Delta\delta}{L} \quad (3.11)$$

$$E_m = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\xi} \quad (3.12)$$

Donde:

$\Delta\sigma$: Esfuerzo axial en el tramo elástico (MPa)

ΔP_{Max} : Fuerza en el tramo que representa el comportamiento elástico (kN)

Área Bruta: Largo x Ancho (m²)

$\Delta\xi$: Deformación unitaria asociada a $\Delta\sigma$

$\Delta\delta$: Desplazamiento en el rango elástico (mm)

L : Longitud entre las bases del LVDT (mm)

E_m : Módulo de elasticidad

Los resultados se muestran en la tabla 4.9.

Se calcula el módulo de elasticidad de acuerdo a la gráfica Esfuerzo- Deformación (Figura 3.12). Los datos de esta gráfica provienen de los desplazamientos registrados por los sensores de desplazamiento LVDT (local) una vez aplicada la fuerza axial para cada pila. Para ello, se toma el 50% y 20 % del esfuerzo máximo se considera a este intervalo como una representación en el rango elástico. No se consideró la lectura del LVDT Posterior debido a que en tres de las pilas (P-02, P-03, P-04) muestra un comportamiento diferente desde la primera deformación dando valores variables en el rango elástico lo cual influye para la determinación del módulo de elasticidad. Esto no se percibió en la pila P-01 que si muestra un comportamiento similar en ambos LVDTs. Por ello, solo se consideró el comportamiento del LVDT anterior.

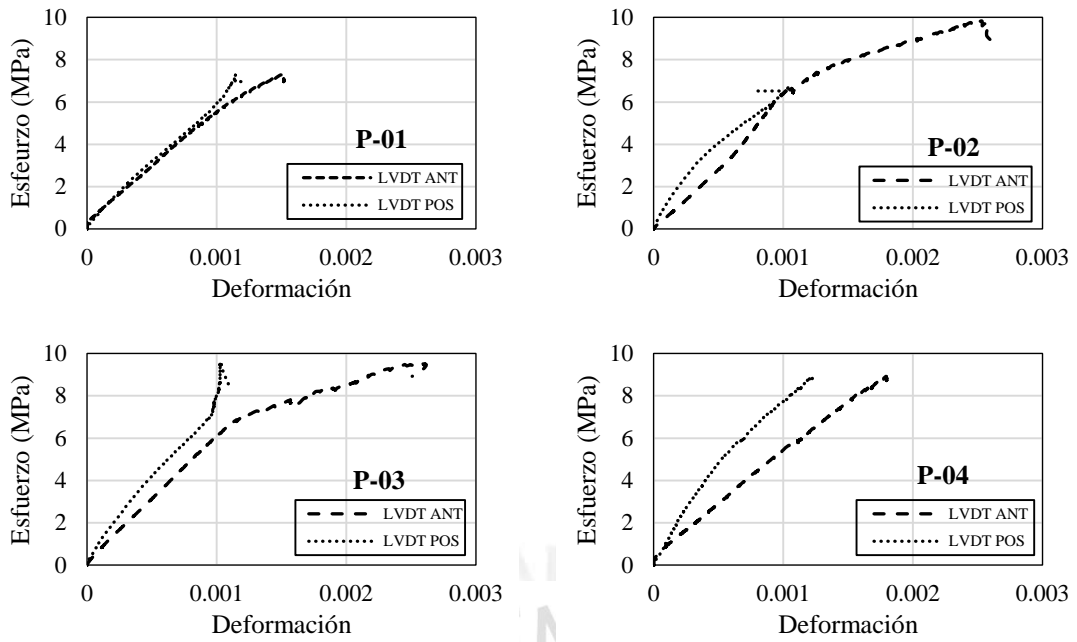


Figura 3.12 - Esfuerzo Deformación (local) de pilas

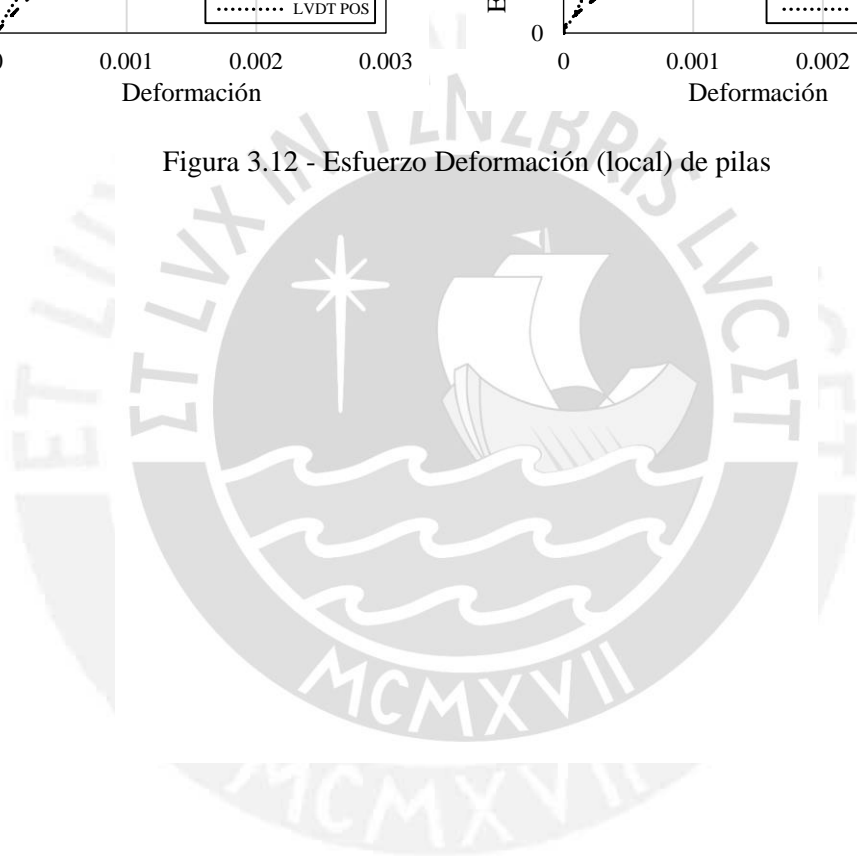


Tabla 3.14 - Pilas, módulo de elasticidad

Espécimen	Sensor	(1) Distancia LVDT (mm)	(2) Área m ²	(3) P _{Max} (50%) kN	(4) D (50%) mm	(5) P _{Max} (20%) kN	(6) D (20%) mm	(7)=[(6)-(4)]/(1) Deformación unitaria	(8)=(3)/(2) $\sigma_{50\%}$ MPa	(9)=(5)/(2) $\sigma_{10\%}$ MPa	[(8)-(9)]/7 E_m (por LVDT)	E_m promedio	
P01	Anterior	300	0.02938	159.0	0.293	63.59	0.1048	0.00062	5.41	2.16	5203.93	5203.93	
	Posterior	300		159.0	0.274	63.59	0.0940	0.00060	5.41	2.16			
P02	Anterior	300	0.02972	146.1	0.240	58.45	0.1061	0.00045	4.92	1.97	6609.48	6609.48	
	Posterior	300		146.1	0.206	58.45	0.0558	0.00050	4.92	1.97			
P03	Anterior	300	0.02961	141.1	0.231	56.42	0.0869	0.00048	4.76	1.91	5950.36	5950.36	
	Posterior	300		141.1	0.175	56.42	0.0579	0.00039	4.76	1.91			
P04	Anterior	300	0.02950	161.8	0.302	64.70	0.1083	0.00065	5.48	2.19	5100.89	5950.36	
	Posterior	300		161.8	0.178	64.70	0.0586	0.00045	5.48	2.19			
											E_m	5716.15	MPa
											σ	705.66	MPa
											E'_m	5010.49	MPa



3.4.1.6. Módulo de elasticidad (E_m) y resistencia a la compresión (f'_m)

La Norma E.0.70 estima la relación del módulo de elasticidad de acuerdo a la resistencia característica de pilas de la siguiente forma es $E = 500f'_m$. Por otro parte, los valores de los límites superior e inferior del módulo de elasticidad se asumen es esta tesis de acuerdo a otro trabajo de investigación [24].

Límite superior

$$E = 1100 f'_m \quad (3.13)$$

Límite inferior

$$E = 250 f'_m \quad (3.14)$$

En la Figura 3.13 se observa que los valores obtenidos se encuentran dentro de los límites superior e inferior recomendados por la literatura y muy cercanos a lo establecido por la norma peruana. Se obtiene un coeficiente de variación del módulo de elasticidad del 12% y para la resistencia a compresión del 6%. Por lo tanto, se puede decir que es aceptable usar la relación que establece la Norma E.070 para hallar el módulo de elasticidad dado que lo obtenidos experimentalmente es bastante cercanos ésta.

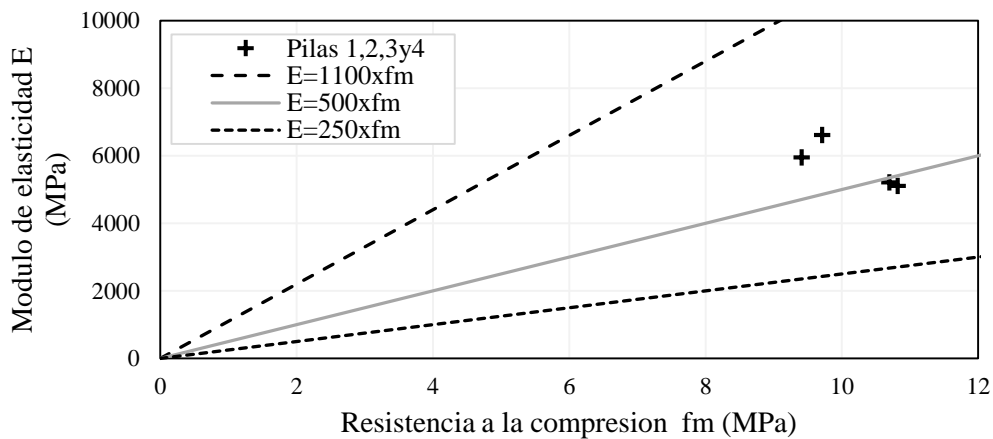
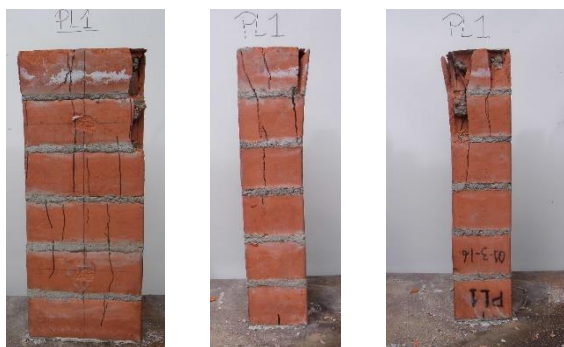


Figura 3.13 - Módulo de elasticidad E_m vs resistencia a la compresión f'_m

3.4.1.7. Formas de falla

Según la teoría clásica de falla de pilas de albañilería el tipo de falla observado fue con la aparición de grietas verticales a largo de su altura generadas por tracción diagonal en la zona lateral en las aristas verticales. El mecanismo de falla predominante en la gran mayoría de los ensayos de pilas es un agrietamiento vertical, seguido de un desprendimiento de unidades no predominante; finalizando con un aplastamiento generalizado en la base o parte superior de la pila donde es aplicada la carga. Las grietas en todas las pilas presentan grietas diagonales que se extienden a lo largo de su altura. En algunos casos se observa la parte superior más dañada (Pilas P-01, P-02 y P-03) y otros casos la falla inicia en la base (Pila P-04). Las fallas observadas en las pilas de albañilería se observan en la Figura 3.14:



Vista frontal Vista lateral 1 Vista lateral 2

Figura 3.14 - Pila P-01, post-ensayo.

3.4.2. Muretes

Los muretes elaborados tienen forma cuadrada de dimensiones 0.60 m de largo por 0.60 m de alto y 0.13 m de espesor (Figura 3.15). Tienen por finalidad determinar la resistencia característica a corte puro ($v'm$), y por la instrumentación considerada registrar las deformaciones diagonales y determinar el módulo de corte (G_m) [25].

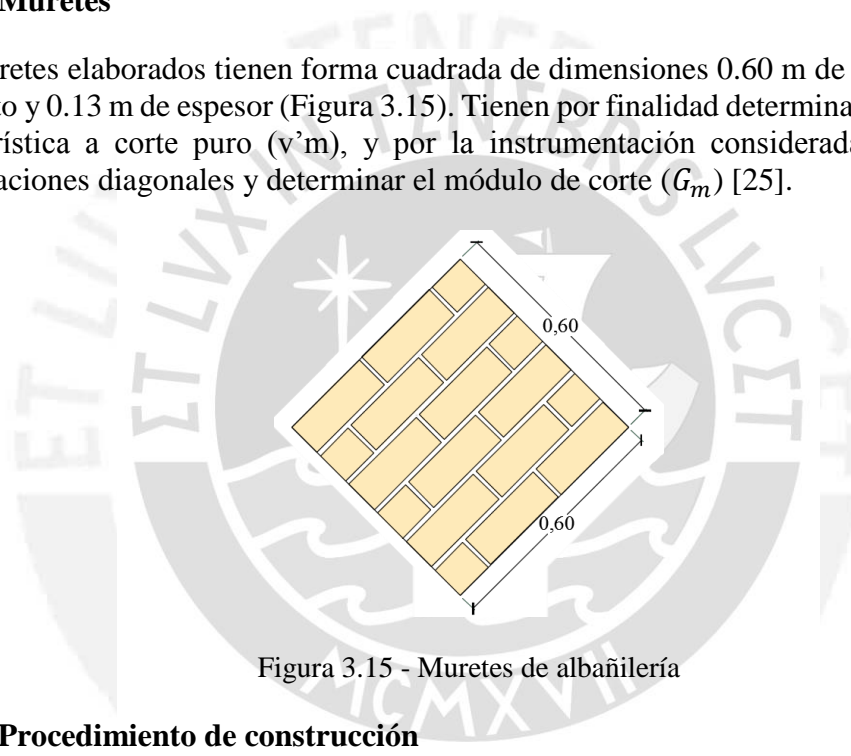


Figura 3.15 - Muretes de albañilería

3.4.2.1. Procedimiento de construcción

Se presentan el procedimiento de construcción de muretes, previo al ensayo de compresión diagonal. Los pasos a seguir se detallan a continuación:

Procedimiento de construcción de muretes



- a) Quince horas antes de la construcción de las pilas de albañilería se procede a regar los ladrillos de arcilla durante media hora.
-



- b) La dosificación, consistencia y mano de obra del mortero es la misma que se usó para la construcción de muros. Después de preparar a los ladrillos para el asentado. Se colocan los “ladrillos maestros” que definen el alineamiento y la longitud del murete.



- c) Se controla el alineamiento con el cordel, la altura con el escantillón y la verticalidad con un nivel y plomada. El espesor de las juntas horizontales y verticales es de 15 mm.



- d) Finalmente se coloca capping en las esquinas opuestas con la finalidad de uniformizar la superficie de contacto con los cabezales del dispositivo de ensayo.

3.4.2.2. Técnica de ensayo

El equipo de ensayo consiste de una celda de carga y una gata hidráulica, de 490 kN (50 Ton) y 618 kN (63 Ton) de capacidad respectivamente, accionada con una bomba eléctrica. Tanto la celda como la gata, concéntricas con el espécimen se apoyan sobre un pórtico metálico de reacción. . Para muretes la velocidad de carga fue de 9.81 kN/min.

3.4.2.3. Instrumentación

Antes de iniciar los ensayos se colocaron dos LVDT a cada murete para poder registrar los desplazamientos diagonales. Los instrumentos se retiraron para cierto valor de carga con la finalidad de evitar que se dañen ante la falla del murete (Figura 3.16).

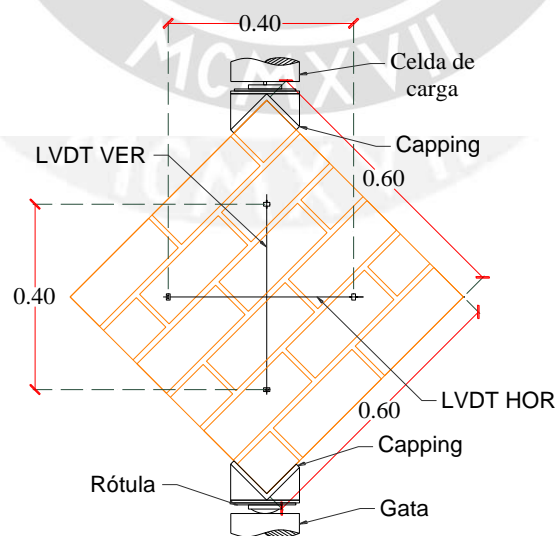


Figura 3.16 - Instrumentación de murete

3.4.2.4. Resistencia a la compresión diagonal

Se registra la carga máxima soportada por cada murete y la resistencia se calcula de la siguiente manera:

$$v_m = \frac{P_{Max}}{A_D} \quad (3.13)$$

Donde:

- v_m : Resistencia al corte (kg/cm²)
- P_{Max} : Máxima Fuerza que resiste el murete (kg)
- A_D : Área diagonal (diagonal del murete x espesor) en cm²

Luego, obtiene el valor promedio v_m y la desviación estándar y se determina la resistencia característica con la siguiente expresión:

$$v'_m = v_m - \sigma \quad (3.14)$$

Donde:

- v_m : Resistencia promedio al corte (kg/cm²).
- v'_m : Resistencia característica al corte (kg/cm²).
- σ : Desviación estándar.

En el rango elástico el objetivo es determinar el módulo de corte G_m , y en la rotura, determinar la resistencia al corte v'_m y la forma de falla [26]. La resistencia a la compresión diagonal se obtiene una vez registrada la carga máxima soportada por cada murete con ello se obtiene el valor promedio v_m y la desviación estándar. Por último, se evalúa la resistencia característica restando la desviación estándar al valor promedio. Los resultados de la resistencia a corte v'_m se observan en la Tabla 3.15.

Tabla 3.15 - Resistencia a compresión diagonal

Especimen	Dimensiones			P_{Max} kN	Área A_D m ²	v_m MPa
	L (mm)	t (mm)	H (mm)			
M01	610.00	125.50	607.00	137.77	0.1080	1.28
M02	605.50	127.00	601.50	139.34	0.1084	1.29
M03	604.00	125.50	601.00	151.51	0.1069	1.42
M04	607.50	126.50	604.50	170.94	0.1084	1.58
				v_m	1.39	MPa
				σ	0.14	MPa
				v'_m	1.25	MPa

3.4.2.5. Módulo de corte G_m

Usando la gráfica Desplazamiento vs Carga de cada murete (Figura 3.17) se busca un tramo cuyas pendientes representen el comportamiento elástico del murete. Para ellos se toma un tramo del 50% y 20% de la carga máxima y de acuerdo a éste se halla el módulo de corte. El módulo de corte (G_m) se obtiene dividiendo un incremento de esfuerzo cortante ($\Delta\tau$) de dichos tramos entre la deformación angular correspondiente (γ), la que se calcula sumando en valor absoluto las deformaciones unitarias obtenidas en las diagonales. La Tabla 3.16 muestra los resultados obtenidos.

$$\Delta\tau = \frac{\Delta P_{\text{Max}}}{\text{Área de corte}} \quad (3.15)$$

$$\gamma_{h,v} = \frac{\delta_h + \delta_v}{L} \quad (3.16)$$

$$G_m = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (3.17)$$

Donde:

$\Delta\tau$: Esfuerzo axial en el tramo elástico (MPa)

ΔP_{Max} : Fuerza en el tramo que representa el comportamiento elástico (kN)

Área de corte: Área diagonal del muro (m^2)

$\gamma_{h,v}$: Deformación angular horizontal y vertical

δ_h : Desplazamiento horizontal en el rango elástico (mm)

δ_v : Desplazamiento vertical en el rango elástico (mm)

L : Longitud entre las bases del LVDT (mm)

G_m : Módulo de elasticidad

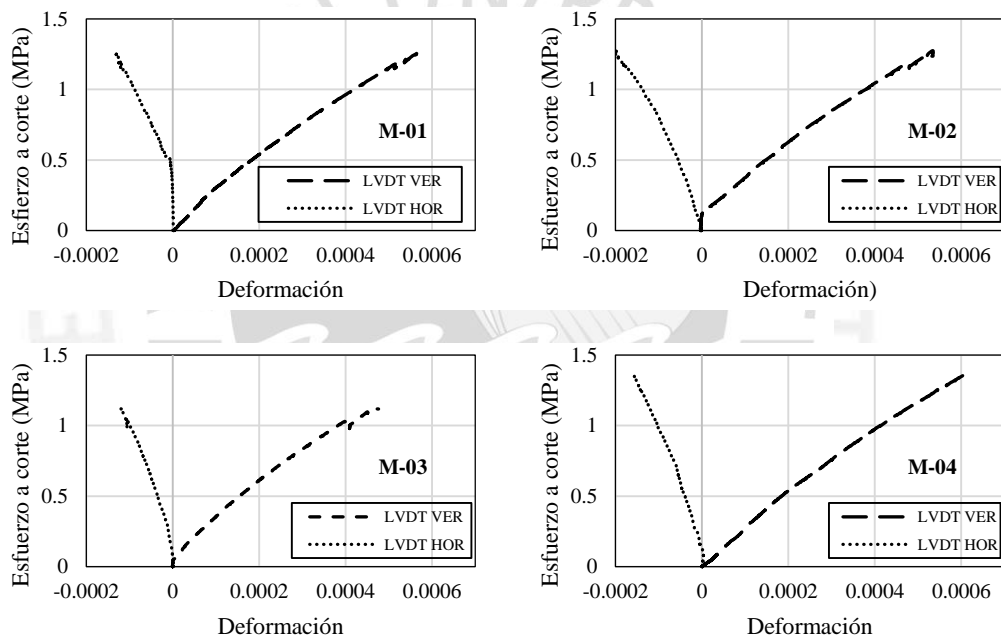


Figura 3.17 - Fuerza – Desplazamiento (local) de muretes

Tabla 3.16 - Muretes, módulo de corte

Espécimen	sensor	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)=[(4)-(6)]/(1)	(8)=[(3)-(5)]/(2)	(9)=[(4)-(6)]/(1)	(8)/(9)
		Distancia LVDT (mm)	Área de corte m ²	P _{Max} (50%) kN	D (50%) mm	P _{Max} (20%) kN	D (20%) mm	γ	$\Delta\tau$ MPa	$\gamma_{h,v}$	G_m promedio
MT01	V	400	0.1080	68.89	0.0953	27.55	0.0325	0.000157	0.3827	0.000187	2041.87
	H	400		68.89	0.0123	27.55	0.0001	0.000031			
MT02	V	400	0.1084	69.67	0.083	27.87	0.0219	0.000152	0.3857	0.000203	1904.25
	H	400		69.67	0.030	27.87	0.0100	0.000051			
MT03	V	400	0.1069	75.76	0.075	30.30	0.0220	0.000132	0.4251	0.000166	2054.24
	H	400		75.76	0.017	30.30	0.0037	0.000034			
MT04	V	400	0.1084	85.47	0.096	34.19	0.0397	0.000141	0.4730	0.000183	2586.72
	H	400		85.47	0.023	34.19	0.0067	0.000041			
									G_m	2271.77	MPa
									σ	349.72	MPa
									G'_m	1922.05	MPa



3.4.2.6. Formas de falla

Las fallas que se presentaron en los muretes fueron por tracción diagonal, frágiles, esto se debe a la buena adherencia entre las unidades y el mortero. Pero 2 de los muretes tuvieron una falla local por corte es decir la grieta se dio en el contacto con los cabezales de máquina (Figura 3.18).



Figura 3.18 – MT02 (izquierda) y MT04 (derecha), falla típica de los muretes del ladrillo de arcilla

Cabe señalar que también se presentaron fallas por aplastamiento donde se observa concentración de esfuerzo, probablemente debido a la mala colocación (acomodo) de las pilas y los cabezales de la máquina de compresión en los muretes MT01 y MT03 (Figura 3.19).



Figura 3.19 – Concentración de esfuerzos en muretes MT01 y MT03

Capítulo IV

Ensayos cuasi-estático de muros de albañilería confinada

4.1. Introducción

En este capítulo se describe la campaña experimental en muros de albañilería confinada, desde la construcción de los muros hasta el ensayo cuasi-estático. La campaña experimental en este trabajo contempla el ensayo de carga lateral cíclica, con y sin carga vertical, de 9 muros a escala natural (2.60x0.13x2.40 m) siguiendo los lineamientos del FEMA 461 [27]. Los ensayos se realizaron en el laboratorio de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Los tres primeros especímenes se ensayaron bajo carga lateral, sin carga vertical, hasta el límite de reparabilidad (deriva $\approx 0.5\%$) con la finalidad de repararlos y ensayarlos nuevamente. Los tres siguientes se ensayaron bajo carga lateral, sin considerar carga vertical, hasta alcanzar el estado de rotura del espécimen. Los tres últimos fueron ensayados bajo carga lateral y vertical hasta conseguir el estado de rotura del espécimen.

4.2. Geometría y construcción de especímenes

Los muros de albañilería confinada fueron construidos con unidades de arcilla cocida de fabricación industrial y denominadas huecas [6]. Estas unidades huecas han demostrado tener una falla muy frágil (trituration) por carga vertical y fuerza cortante, cuando son empleados en muros portantes [13], por lo que se prohíbe su uso en zonas con factores de zona "Z" mayor o igual a 0,4 [6].

El comportamiento sísmico de las viviendas de albañilería confinada depende mucho de la manera como hayan sido construido sus muros. Por ello, el proceso constructivo de los especímenes simuló la construcción típica de viviendas de albañilería confinada en Lima. Para poder comparar los resultados de los ensayos, los 9 muros fueron construidos por el mismo maestro albañil y su ayudante, empleando el mismo procedimiento constructivo y los materiales de un mismo lote.

4.2.1. Geometría de los especímenes

Como ya se indicó, todos los especímenes tienen una longitud de 2.60m, una altura de 2.40m y un espesor de 0.13m. Los muros se confinaron en su borde superior con una viga de concreto armado de 0.13m de ancho y 0.20m de alto. El confinamiento vertical en los extremos son elementos de concreto armado de 0.20m de largo (paralelo al lado longitudinal del muro) y 0.13m de ancho, estos se unen a la albañilería a través de un endentado de 0.05m. En la parte inferior los muros se confinaron con un cimiento armado de 0.30m de ancho y 0.35m de alto, donde se anclaron las columnas de confinamiento (Figura 4.1).

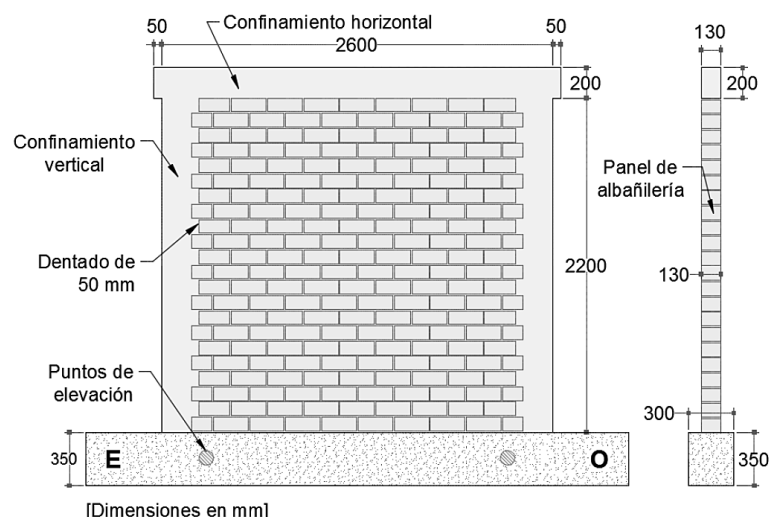


Figura 4.1 - Dimensiones nominales del espécimen (mm).

Los ensayos fueron programados en grupos de 3 especímenes y el etiquetado, usado para identificar los muros, es mostrado en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 - Etiquetado de especímenes.

Código	Descripción
M01; M02; M03	Muro de ladrillo hueco industrial ensayado bajo carga lateral
MQ01; MQ02; MQ03	Muro de ladrillo hueco industrial ensayado con bajo carga lateral y vertical
MR01; MR02; MR03	Muro de ladrillo hueco industrial ensayado bajo carga lateral hasta límite de reparabilidad (*)
MR01*; MR02*; MR03*	Muro reparado ensayado bajo carga lateral

(*) El muro fue reparado y vuelto a ensayar hasta la rotura.

4.2.2. Detalles del acero de refuerzo

El refuerzo longitudinal de la viga de cimentación consiste en $4\phi 5/8'' + 2\phi 1/2''$ y estribos $3/8''$ espaciados a $1@0.05$; $5@0.10$; $rst@0.25m$, la viga de cimentación debe ser lo suficientemente rígida para evitar que se levante cuando el muro se está ensayando. Los muros fueron confinados verticalmente en sus extremos con elementos de concreto armado, el refuerzo longitudinal consta de 4 varillas de $1/2''$ y estribos de $1/4''$ espaciados $1@0.05$; $4@0.10$; $rst@0.25m$. El refuerzo de la viga de confinamiento superior consiste en 4 varillas de $1/2''$ y estribos de $1/4''$ espaciados a $1@0.05$; $4@0.10$; $r@0.25m$ (Figura 4.2).

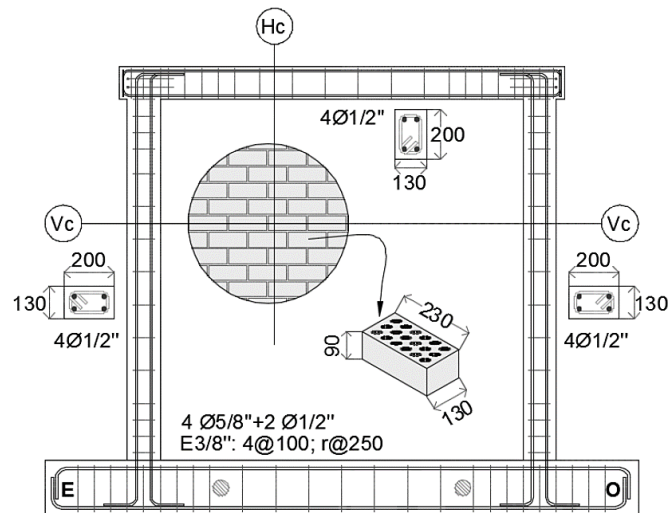


Figura 4.2 - Acero de refuerzo en elementos de confinamiento.

El refuerzo empleado en los elementos de confinamiento vertical son los que comúnmente se encuentra en las construcciones de albañilería confinada. Cabe indicar, que el confinamiento vertical representa la última línea resistente de la albañilería confinada ante la presencia de cargas laterales, por lo tanto, se diseñan para soportar la carga que produce el agrietamiento diagonal del panel de albañilería.

4.2.3. Construcción de vigas de cimentación

La construcción fue típica para los 9 muros. El proceso inició con el armado del encofrado, donde se evitó cualquier abertura o irregularidad que afectara el correcto fraguado de la mezcla vaciada.

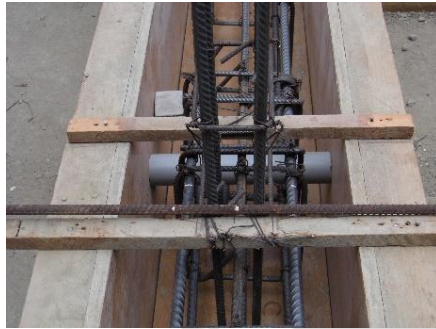
Una vez habilitada el encofrado, se procedió al armado del acero de la viga de cimentación. Luego, se colocó la armadura dentro del encofrado dejando un recubrimiento de 40mm. Este recubrimiento se logró con la ayuda de dados de concreto, estos elementos de concreto simple permitieron mantener la separación entre las barras de refuerzo y cara interior del encofrado.

Previo al vaciado de la viga de cimentación, el refuerzo vertical de las columnas fue anclado con ganchos estándar a la viga de cimentación. En el interior del encofrado se colocó, a 0.80m de los extremos de viga, unos tubos de PVC de 2" para generar puntos de izaje y traslado (Figura 4.3a).

El diseño de mezcla tenía como objetivo lograr una resistencia de 21MPa. Después del vaciado, en la etapa media de la fragua, se realizaron ralladuras en la zona de asentado de las unidades de albañilería. A través de imágenes se muestra el proceso constructivo de la viga de cimentación (Figura 4.3).



a) Habilitación de viga de cimentación.



b) Ubicación de dados de concreto, puntos de izaje y vaciado de concreto.



c) Alisado y rayado del concreto fresco. Curado del concreto.

Figura 4.3 - Procedimiento constructivo de vigas de cimentación

Como etapa final de la construcción de la viga de cimentación, durante el vaciado de concreto se tomaron 4 probetas de control de resistencia a compresión del concreto a los 28 días. Este procedimiento se repitió para los siguientes grupos de muros (grupos de 3 muros), Figura 4.4. En la Tabla 4.2 se muestra los resultados de los ensayos de compresión de las probetas cilíndricas de concreto.



Figura 4.4 - Probetas de control.

Tabla 4.2 - Resistencia del concreto en vigas de cimentación a los 28 días.

a) Grupo MR01; MR02; MR03.					
Especímen	Diámetro (mm)		Área cm ²	Carga máxima kN	σ MPa
	D1	D2			
Probeta 1	153.1	152.8	18373.37	491.4	26.75
Probeta 2	154.8	155.0	18844.85	497.9	26.42
Probeta 3	155.0	155.5	18930.11	532.1	28.11
Probeta 4	153.3	153.8	18517.81	517.6	27.95
Promedio					27.31

b) Grupo M01; M02; M03.					
Especímen	Diámetro (mm)		Área cm ²	Carga máxima kN	σ MPa
	D1	D2			
Probeta 1	152.8	153.0	18361.36	481.4	26.22
Probeta 2	155.0	154.8	18844.85	462.5	24.54
Probeta 3	153.6	154.1	18590.24	549.6	29.56
Probeta 4	155.1	156.3	19040.01	570.8	29.98
Promedio					27.58

c) Grupo MQ01; MQ02; MQ03.					
Especímen	Diámetro (mm)		Área cm ²	Carga máxima kN	σ MPa
	D1	D2			
Probeta 1	155,2	155,1	18905,73	502,3	26,57
Probeta 2	155,3	153,8	18759,79	480,8	25,63
Probeta 3	153,4	154,2	18578,15	563,5	30,33
Probeta 4	155,7	155,1	18966,71	543,6	28,66
Promedio					27,80

4.2.4. Pasos previos a la construcción de la albañilería

Las unidades de albañilería fueron previamente seleccionadas, descartando las unidades con excesivo agrietamiento o imperfecciones. Los ladrillos fueron humedecidos, durante 30 min el día anterior al asentado. Para determinar la cantidad de ladrillos por hilada se emplantilló la viga de cimentación y debido a la conexión endentada, entre el confinamiento vertical y el panel de albañilería, se tuvo un porcentaje de desperdicio de unidades. (Figura 4.5a).

El rayado del borde superior de la viga de cimentación se hizo con el propósito de mejorar la adherencia entre la viga de cimentación y el panel de albañilería. Previo al asentado de la primera hilada de unidades se realizó un emplantillado (Figura 4.5b).



a) Humedecimiento de unidades y viga de cimentación.



b) Ladrillos maestros y construcción de la primera hilada.

Figura 4.5 - Pasos previos a la construcción de muros.

Aspectos a considerar [26]:

Las unidades de arcilla presentan alta succión, de asentarse secas absorberían rápidamente el agua que se encuentra en el mortero, esto produciría una reducción en la adherencia mortero-unidad de la hilada superior. De ensayos anteriores ha podido apreciar que cuando los ladrillos de arcilla se asientan secos, la resistencia del muro a corte disminuye en 50%. Por lo ya indicado, es necesario regar las unidades antes de su asentado. Las recomendaciones propuestas por especialistas es regarlas durante 30 minutos, el día anterior al asentado.

El objetivo de regar previamente las unidades es que, durante el asentado, su superficie se encuentre relativamente seca y así pueda absorber al material cementante del mortero. Debido a que el núcleo se encuentra saturado, el agua sirve para curar al mortero de manera natural.

4.2.5. Construcción del panel de albañilería

La construcción del panel de albañilería inició con el asentado de ladrillos maestros. Estos ladrillos se asentaron controlando la altura de las hiladas con un escantillón y su verticalidad con una plomada. Se utilizó mortero con una proporción 1:4 (cemento: arena) y la mezcla fue hecha a mano. Durante el asentado de las unidades se mantuvo el espesor de juntas horizontales y verticales en 10mm.

La construcción del panel de albañilería se realizó en dos jornadas. La necesidad de construir el panel de albañilería en dos jornadas fue para asegurar su estabilidad y evitar fallas por aplastamiento en el mortero. En la última hilada de la primera jornada, la junta vertical solo se llenó a media altura para de evitar una posible falla por deslizamiento en

dicha zona, debido a una posible junta fría. Al inicio de la construcción de la segunda parte del panel de albañilería, se limpiaron las juntas de construcción y se llenó con mortero. La conexión panel de albañilería y columnas de confinamiento se realizó por medio de un endentado de 50mm (Figura 4.6).



Figura 4.6 - Construcción de muros en primera y segunda etapa.

Aspectos a considerar [26]:

Se recomienda no realizar un tendido del mortero en una longitud mayor a 0.8m, de lo contrario se endurecería rápidamente, desmejorándose la adherencia con la unidad superior. Asimismo, cuando el mortero carece de fluidez, no cubrirá toda la superficie de asentado de la unidad, creándose espacios vacíos que reducen la resistencia al corte.

El polvo o el agua sobre la superficie de la unidad, crea una película que impide la penetración del material cementante del mortero en los poros de la unidad, reduciendo la adherencia unidad-mortero. Por ello, es necesario limpiar con escobilla a las unidades y no sumergirlas o regarlas instantes antes del asentado.

4.2.6. Construcción de los elementos de confinamiento vertical

Con el propósito de evitar juntas frías, inicialmente fueron limpiados y humedecidos los bordes verticales de la albañilería y la base de las columnas. Además, Con ayuda de una plomada se verificó la verticalidad de los refuerzos verticales y luego se habilitaron los estribos. Una vez habilitado el refuerzo y el panel de albañilería, se procedió con el encofrado y vaciado del concreto de las columnas de confinamiento (Figura 4.7a).

Durante el vaciado se realizó un vibrado mecánico del concreto, con el objetivo de obtener una mezcla con una compactación correcta que permitiera mantener el nivel de aire ocluido dentro de los límites previstos en el diseño de mezcla y alcanzar una resistencia a compresión del concreto ($f'c$) de 18MPa (Figura 4.7b). Adicionalmente, se verificó que el refuerzo vertical de las columnas ancle correctamente en la viga de cimentación y en la viga solera, el objetivo es asegurar la resistencia corte-fricción en la junta confinamiento vertical y horizontal superior.

Finalmente, para el curado del concreto se cubrió las columnas con sacos de yute humedecidos. Este proceso se repitió por 7 días para cada elemento (Figura 4.7c).



a) Habilitación de acero y encofrado en confinamiento vertical.



b) Vaciado y vibrado del confinamiento vertical.



c) Desencofrado y curado del confinamiento vertical.

Figura 4.7 - Proceso constructivo del confinamiento vertical.

Durante el vaciado de concreto se tomaron 4 probetas cilíndricas, con el fin de evaluar su resistencia a compresión a los 28 días. Este procedimiento se repitió para los tres grupos de muros (Figura 4.8). En la Tabla 4.3 se presenta los resultados de los ensayos de control.



Figura 4.8 - Probetas cilíndricas para control de resistencia.

Tabla 4.3 - Resistencia a compresión del concreto a los 28 días para el confinamiento vertical.

a) Grupo MR01; MR02; MR03.					
Espécimen	Diámetro (mm)		Área cm ²	Carga máxima kN	σ MPa
	D1	D2			
Probeta 1	151.3	149.2	17730.41	295.9	16.69
Probeta 2	149.5	149.8	17589.09	297.6	16.92
Probeta 3	151.1	151.7	18002.87	320.3	17.79
Probeta 4	148.7	150.1	17530.37	339.2	19.35
Promedio					17.69

b) Grupo M01; M02; M03.					
Espécimen	Diámetro (mm)		Área cm ²	Carga máxima kN	σ MPa
	D1	D2			
Probeta 1	153.1	154.2	18541.93	317.3	17.11
Probeta 2	154.5	154.8	18784.07	328.4	17.48
Probeta 3	153.0	152.5	18325.35	294	16.04
Probeta 4	151.6	152.9	18205.58	302.7	16.63
Promedio					16.82

c) Grupo MQ01; MQ02; MQ03.					
Espécimen	Diámetro (mm)		Área cm ²	Carga máxima kN	σ MPa
	D1	D2			
Probeta 1	154.8	153.7	18687.03	452.1	24.19
Probeta 2	153.9	154.1	18626.50	435.6	23.39
Probeta 3	156.7	155.7	19162.49	454.7	23.73
Promedio					23.77

Aspectos a considerar [26]:

Una longitud excesiva del endentado puede producir 2 tipos de problemas. La primera es que los dientes se fracturen durante la etapa de vaciado o compactación de la columna. La segunda es que se formen cangrejas bajo los dientes. Por ello, la longitud del endentado no deberá exceder de 50mm.

4.2.7. Construcción del confinamiento horizontal superior

De manera similar al confinamiento vertical, el confinamiento horizontal superior tiene como función incrementar la capacidad de deformación de los muros de albañilería. Y ésta depende de la cantidad de refuerzo y su resistencia a compresión ($f^c = 18\text{MPa}$, para este trabajo).

Su construcción fue típica para todos los muros. El proceso inició con la habilitación del refuerzo sobre el panel de albañilería, luego se procedió al encofrado dejando un recubrimiento de 20mm y finalmente se vació el concreto utilizando una vibradora eléctrica para su compactación. El desencofrado fue al día siguiente, para luego curar el concreto de manera similar a las columnas de confinamiento, usando sacos húmedos de yute (Figura 4.9).



Figura 4.9 - Enconfrado del confinamiento horizontal. Proceso de vaciado y vibrado.

Durante el vaciado de concreto se tomaron 4 probetas cilíndricas, con el fin de evaluar su resistencia a compresión a los 28 días. Este procedimiento se repitió para los tres grupos de muros (Figura 4.10). En la Tabla 4.4 se presenta los resultados de los ensayos de control.



Figura 4.10 - Probetas de control.

Tabla 4.4 - Resistencia a compresión del concreto en el confinamiento horizontal a los 28 días.

a) Grupo MR01; MR02; MR03.

Especímen	Diámetro (mm)		Área cm ²	Carga máxima kN	σ MPa
	D1	D2			
Probeta 1	154.5	154.9	18796.22	398.8	21.22
Probeta 2	158.3	158.3	19681.21	431.4	21.92
Probeta 3	153.8	153.4	18529.87	452.9	24.44
Probeta 4	155.4	155.4	18966.71	411.6	21.70
Promedio					22.32

b) Grupo M01; M02; M03.

Especímen	Diámetro (mm)		Área cm ²	Carga máxima kN	σ MPa
	D1	D2			
Probeta 1	155.5	155.6	19003.34	622	32.73
Probeta 2	155.4	153.2	18699.14	591.1	31.61
Probeta 3	155.0	154.6	18820.53	590.4	31.37
Probeta 4	153.4	154.9	18662.81	590.4	31.64
Promedio					31.84

c) Grupo MQ01; MQ02; MQ03.

	Diámetro (mm)	Área	Carga máxima	σ
--	---------------	------	--------------	----------

Espécimen	D1	D2	cm ²	kN	MPa
Probeta 1	155.4	155.7	19003.34	570.3	30.01
Probeta 2	155.3	154.6	18857.02	583.1	30.92
Probeta 3	154.8	154.1	18735.52	579.3	30.92
Probeta 4	154.4	153.7	18638.60	571.6	30.67
Promedio					30.63

Finalmente, posterior a la construcción los muros, éstos fueron pintados de color blanco solo en una cara donde se registraron la formación de grietas durante el ensayo, luego se trasladaron hacia la losa de ensayo con la ayuda del puente grúa (Figura 4.11).



Figura 4.11 - Muro de albañilería totalmente construida.

4.3. Protocolo de ensayo cuasi-estático – FEMA 461

El ensayo de carga lateral cíclica siguió los lineamientos del FEMA 461 [27] y fue desarrollado en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú. El procedimiento de ensayo consideró dos condiciones de carga diferentes, de los nueve (09) muros, seis (06) muros fueron ensayados bajo carga lateral cíclica y los tres (03) últimos considerando adicionalmente una carga vertical (170 kN) constante durante el ensayo. Las condiciones de borde del muro fueron definidas como un sistema en voladizo (libertad de rotación del borde superior del muro) [28].

4.3.1. Alcance

El FEMA 461 [27] en su capítulo II presenta recomendaciones para el procedimiento de ensayo, la historia de cargas y las pautas para estimar el desempeño de elementos estructurales, de una edificación, usando ensayos cíclicos cuasi-estáticos.

El desempeño estructural de estos elementos se presenta en forma de funciones de fragilidad. Estas funciones relacionan la probabilidad que un elemento exceda un determinado estado límite de daño en función de un parámetro que represente la demanda sísmica. Estas demandas sísmicas pueden ser expresadas en términos de cualquier parámetro cuantificable, estas pueden ser el drift impuesto, la aceleración, la velocidad o la energía acumulada.

El alcance del programa de ensayo permitió generar curvas de capacidad, y se organizó como sigue: (a) identificación de los estados límite de daño, (b) identificación de uno o más parámetros de demanda que se correlacionen bien con los estados límite de daño identificados, (c) definición de un plan de ensayo y una secuencia de cargas, de tal forma

que permitan establecer una adecuada correlación entre los estados límite de daño y las demandas asociadas.

4.3.2. Aplicabilidad

El ensayo cíclico cuasi-estático consiste en aplicar cíclicamente una carga o desplazamiento lateral de manera lenta, con un patrón de carga predeterminado. El protocolo FEMA 461 [27] se aplica a ensayos que desean evaluar el desempeño de elementos estructurales cuando los daños son mejor predichos por deformaciones impuestas. Dentro de los elementos estructurales que pueden ser ensayados con este protocolo están los muros de corte.

El ensayo cuasi-estático para elementos estructurales es denominado ensayo histerético. Los elementos estructurales son definidos como aquellos que proporcionan resistencia estructural o alteran significativamente la rigidez de una estructura. Estos tipos de elementos típicamente se incluyen en los modelos numéricos utilizados para predecir el desempeño estructural.

4.3.3. Documentación de los elementos a ensayar

Es importante elaborar una documentación con una descripción completa de los especímenes a ensayar. Esta documentación se dividió en tres partes: (a) características de los materiales de construcción, (b) propiedades mecánicas de la albañilería y elementos de confinamiento, (c) planos de construcción, montaje e instrumentación.

4.3.4. Fabricación e inspección de los especímenes a ensayar

Los especímenes deben replicar las condiciones in-situ. Por lo que, las propiedades de los materiales, las técnicas de construcción de la práctica común y las condiciones de contorno que se encuentran en edificios reales sean simuladas correctamente durante el ensayo.

4.3.5. Aplicación y control de carga

El ensayo cuasi-estático puede realizarse bajo deformación controlada o fuerza controlada dentro del rango elástico e inelástico. En este trabajo, durante todo el ensayo, el parámetro de control de deformación fue el desplazamiento lateral.

El incremento de la deformación es lo suficientemente pequeña, tal que: (a) los efectos dinámicos son insignificantes (b) el valor del parámetro de deformación, en la que inician los estados límite de interés, son claramente identificables.

El incremento de la deformación es lo suficientemente grande, tal que: (a) la duración del ensayo no fue excesiva, (b) el efecto del creep no fue un efecto significativo, (c) se evitó la introducción de comportamiento a fatiga por considerar ciclos bajos, que es poco probable que se presente en un elemento real.

4.3.6. Historia de cargas en ensayo unidireccional

La Figura 4.12 presenta un diagrama conceptual de la historia de desplazamiento impuesta. La historia de desplazamiento consiste en ciclos repetidos con amplitudes de deformación incrementados por etapas. Donde, dos ciclos son completados por fase.

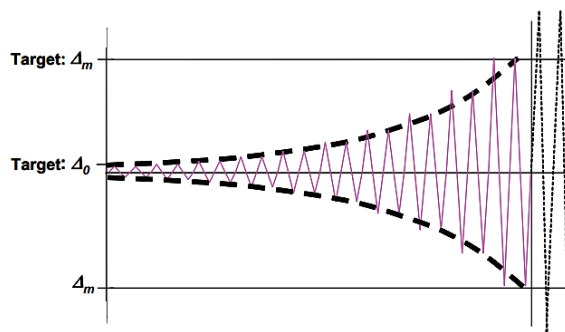


Figura 4.12 - Diagrama de historia de desplazamiento controlada, FEMA 461 [27].

Donde, los valores de amplitud máxima y mínima, así como el número de fases, se muestran en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 - Parámetros para definir la historia de cargas.

$\Delta_0 =$	Amplitud mínima. Deberá ser lo suficientemente menor a la amplitud en la cual se espera que inicie el primer estado de daño. Cuando ocurra el primer estado de daño, se deben haber realizado por lo menos seis ciclos de carga.
$\Delta_m =$	Amplitud máxima. Deberá ser un valor estimado en donde se espera que inicie el estado de daño más severo. Este valor debe estimarse previamente al ensayo. Si durante el ensayo, el estado de daño más severo no ha ocurrido en la amplitud esperada, se deberá seguir aplicando amplitudes incrementales de $0.3\Delta_m$.
$n =$	Número de fases (o incrementos) del ensayo, será generalmente 10 o más.
$a_i =$	Amplitud de la fase i . La primera amplitud a_1 será Δ_0 y la última amplitud a_n será Δ_m . El ensayo deberá continuar por encima del valor máximo Δ_m hasta que la capacidad máxima del ensayo se haya alcanzado o el espécimen se haya degradado severamente.

La amplitud a_{i+1} de la fase $i+1$ (no de cada ciclo, ya que cada fase tiene dos ciclos) está dada por la siguiente ecuación:

$$a_{i+1} = 1.4a_i$$

Donde, a_i es la amplitud de la fase anterior y la amplitud a_n será igual a Δ_m . Entonces, el cociente a_i/a_n deberá ser el mostrado en la Tabla 4.6 en función del número de fases de ensayo.

Tabla 4.6 - Historia de amplitud de carga

n	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
$\frac{a_i}{a_n}$	0.018	0.025	0.035	0.048	0.068	0.095	0.133	0.186	0.260	0.364	0.510	0.714	1.000

4.4. Identificación de estados límite en la albañilería confinada bajo carga lateral

Se ha observado que los niveles de daño estructural y no estructural que una edificación exhibe después de una excitación sísmica, dependen de los valores que adquiere el desplazamiento máximo. Por lo tanto, mientras estos parámetros de respuesta

(desplazamiento, velocidad y aceleración) se incrementan, mayor es el nivel de daño o degradación esperado en la estructura y su contenido [29].

Una curva de capacidad, definida como la envolvente del comportamiento histerético de un elemento sujeto a cargas laterales cíclicas, relaciona la carga lateral impuesta y sus respectivos desplazamientos laterales. Estas curvas varían según el tipo de mampostería, tal como la albañilería confinada que tiene un mejor comportamiento que la albañilería simple. En la albañilería por lo general predominan las deformaciones por cortante.

Alcocer, S. (2013) [30], presentó un procedimiento para calcular curvas de capacidad de estructuras de mampostería confinada de mediana o baja altura. La curva envolvente idealizada se definió con parámetros obtenidos de pruebas experimentales realizadas en México. Las curvas envolventes de resistencia lateral analíticas fueron comparadas con las curvas experimentales obtenidas de un modelo probado bajo carga lateral cíclica y una serie en modelos de mampostería probados en la mesa vibradora del II-UNAM. Los resultados sugieren una adecuada predicción del límite elástico, resistencia máxima y estado último.

Las Figura 4.13 y Figura 4.14, indican como el ancho de las grietas en el muro se incrementa de manera importante conforme la deformación lateral del muro aumenta (D indica distorsión de entrepiso, definida como el desplazamiento lateral en el muro normalizado por la altura del mismo y V es la fuerza lateral actuante en el muro). El nivel de daño por sismo en una edificación depende de las propiedades estructurales de los elementos que la conforman. A través del control de las propiedades estructurales se puede controlar la respuesta dinámica dentro de umbrales que sean congruentes con el nivel de daño o desempeño deseado para los elementos estructurales, elementos no estructurales y el contenido de la estructura.

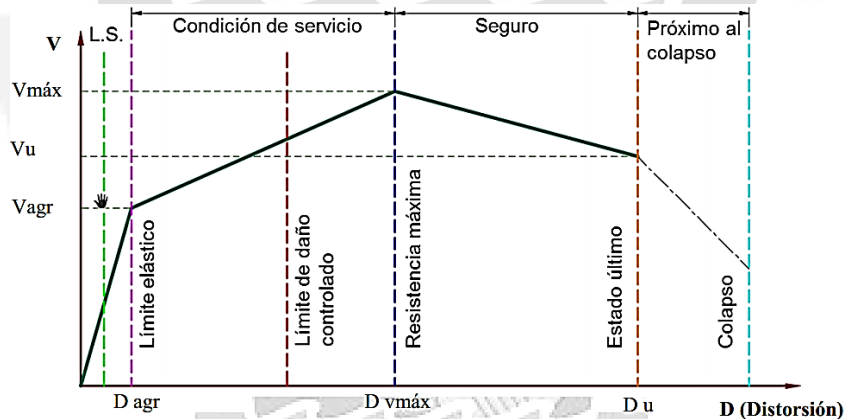


Figura 4.13 - Relación de desplazamientos, distorsión, daño y estados límite [30].

La curva envolvente idealizada (Figura 4.13) define tres estados límites característicos: (A) Límite elástico, cuando un muro en el entrepiso alcanza el límite elástico y se agrieta; (B) Estado de resistencia máxima; (C) Estado de resistencia última, donde la resistencia del entrepiso se deteriora sobrepasando un límite aceptable establecido.

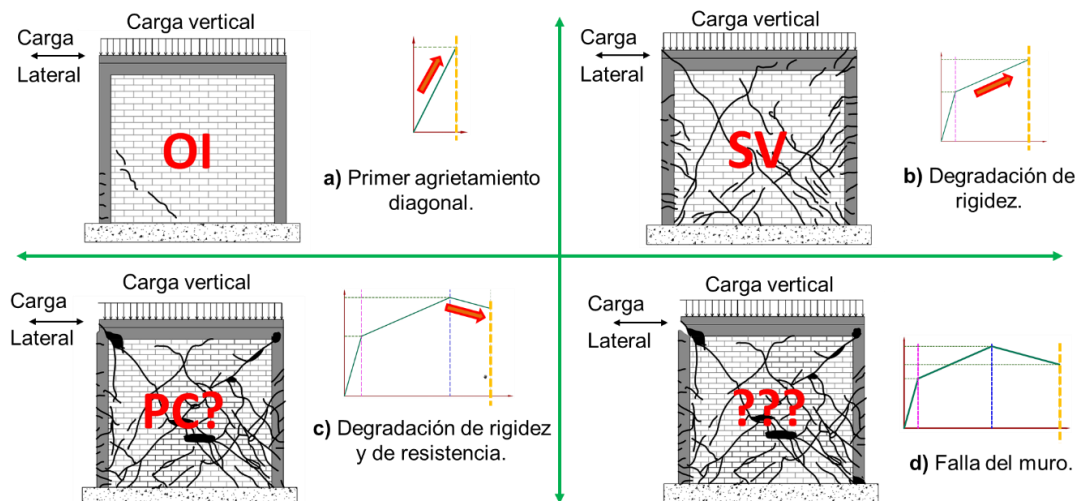


Figura 4.14 - Evolución del daño estructural en muros de albañilería confinada [31].

La Figura 4.14 identifica zonas bien definidas asociadas a la envolvente del comportamiento histerético de muros de albañilería confinada:

1. **Comportamiento elástico.** A niveles pequeños de desplazamiento y esfuerzo, caracterizados por la presencia de agrietamiento horizontal en las columnas que confinan al muro y de un agrietamiento mínimo en el panel de albañilería, los muros exhiben un comportamiento elástico.
2. **Degradación de rigidez.** Después de que se presenta el agrietamiento diagonal, los muros de albañilería exhiben una pendiente post-elástica positiva que es sustancialmente menor a la rigidez elástica inicial, lo que les permite alcanzar una resistencia máxima mayor que la que corresponde al primer agrietamiento.
3. **Degradación de rigidez y resistencia.** Una vez que alcanza su resistencia máxima, la albañilería exhibe una pendiente negativa asociada a pérdidas de resistencia y rigidez que evolucionan hasta la falla del muro.

4.5. Ensayo cuasi-estático de desplazamiento incremental controlado

En este trabajo, para obtener información sobre el comportamiento de los muros de albañilería ante acciones sísmicas, los muros fueron sometidos a un ensayo de carga lateral cíclica controlado por deformación.

Con la ayuda de unos transductores de deformación (LVDT), ubicados en puntos específicos del muro, se pudo obtener la siguiente información:

- ✓ Desplazamientos para los diversos estados de agrietamiento.
- ✓ Diagrama histeréticos fuerza cortante vs. desplazamiento lateral.
- ✓ La envolvente fuerza cortante vs. desplazamiento lateral.
- ✓ El módulo de corte.
- ✓ El módulo de rigidez.
- ✓ Cargas de agrietamiento en tracción por flexión y por fuerza cortante.
- ✓ Degradación de la resistencia.
- ✓ La capacidad de carga máxima.
- ✓ El instante en que se inició la trituración de los ladrillos huecos.

4.5.1. Técnica de ensayo

La técnica de ensayo utilizada [27] se adecua perfectamente a zonas con alta sismicidad, como es el caso de Lima – Perú.

Para cada muro se realizó un ensayo estático de carga lateral cíclica con desplazamiento controlado. Este ensayo consiste en someter a los muros a un desplazamiento conocido en ambos sentidos, que se va incrementando gradualmente mediante una fuerza aplicada. El ensayo se realiza en fases, cada fase está conformada por dos ciclos con un desplazamiento máximo constante. Al terminar una fase y pasar a una nueva se incrementa el desplazamiento máximo.

Durante el ensayo se registró las deformaciones laterales y las fuerzas laterales asociadas, con estos valores se pudo graficar la curva envolvente del comportamiento histerético de los muros.

4.5.2. Fases del ensayo y sistema de carga

Para analizar el comportamiento de los muros ante el desplazamiento incremental controlado y para realizar un mejor estudio, el ensayo se dividió en 12 fases y cada fase consta de 2 ciclos, según recomendaciones del FEMA 461 [27] (Figura 4.15).

Para comparar el comportamiento de los nueve (09) muros, los ensayos se realizaron de forma idéntica, con el mismo número de fases, los mismos desplazamientos máximos por fase y el mismo número de ciclos. Para identificar las grietas que aparecerán en los muros durante el ensayo, estas se marcaron y numeraron con plumones de diferentes colores dependiendo de la fase en que se presentaron.

La figura muestra la historia de desplazamientos laterales y la carga axial del muro. Se ensayaron tres (3) muros sin carga vertical hasta un límite de reparabilidad (Fase 9), tres (3) muros sin carga vertical hasta la rotura y tres (3) muros más con carga vertical hasta la rotura.

En la Figura 4.16 se muestra el montaje del sistema completo para la aplicación de la carga lateral cíclica y carga vertical.

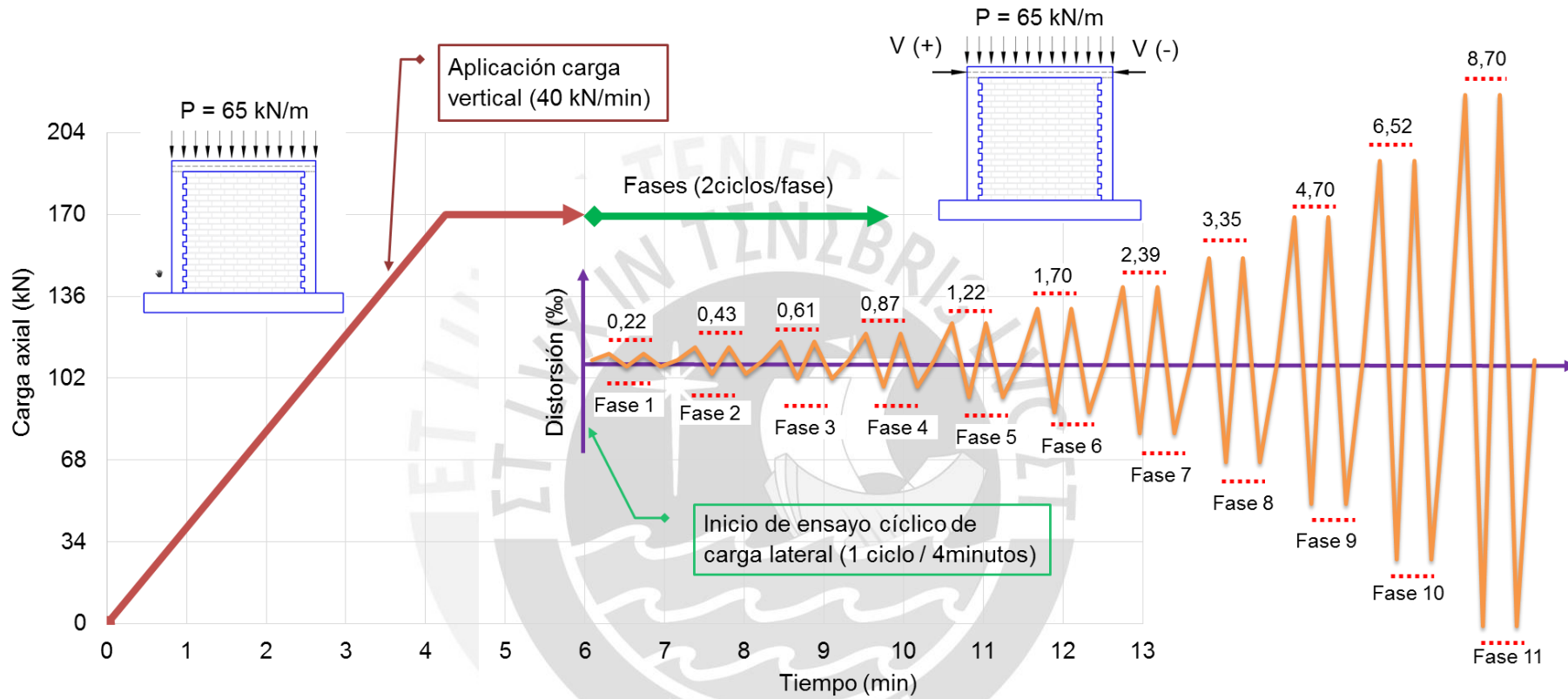


Figura 4.15 - Historia de desplazamientos laterales y carga axial.

FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Drift (%)	0.22	0.43	0.61	0.87	1.22	1.70	2.39	3.35	4.70	6.52	8.70
Despl (mm)	0.50	1.00	1.40	2.00	2.80	3.90	5.50	7.70	10.80	15.00	20.00
Color	Amarillo	Celeste	Naranja	Verde	Rojo	Marrón	Violeta	Verd. Claro	Fucsia	Azul	Morado

Fase 1: Drift asociado al primer agrietamiento en tracción por flexión.
 Fase 5: Drift asociado al primer agrietamiento diagonal de la albañilería.
 Fase 9: Drift asociado al límite de reparabilidad (E070).

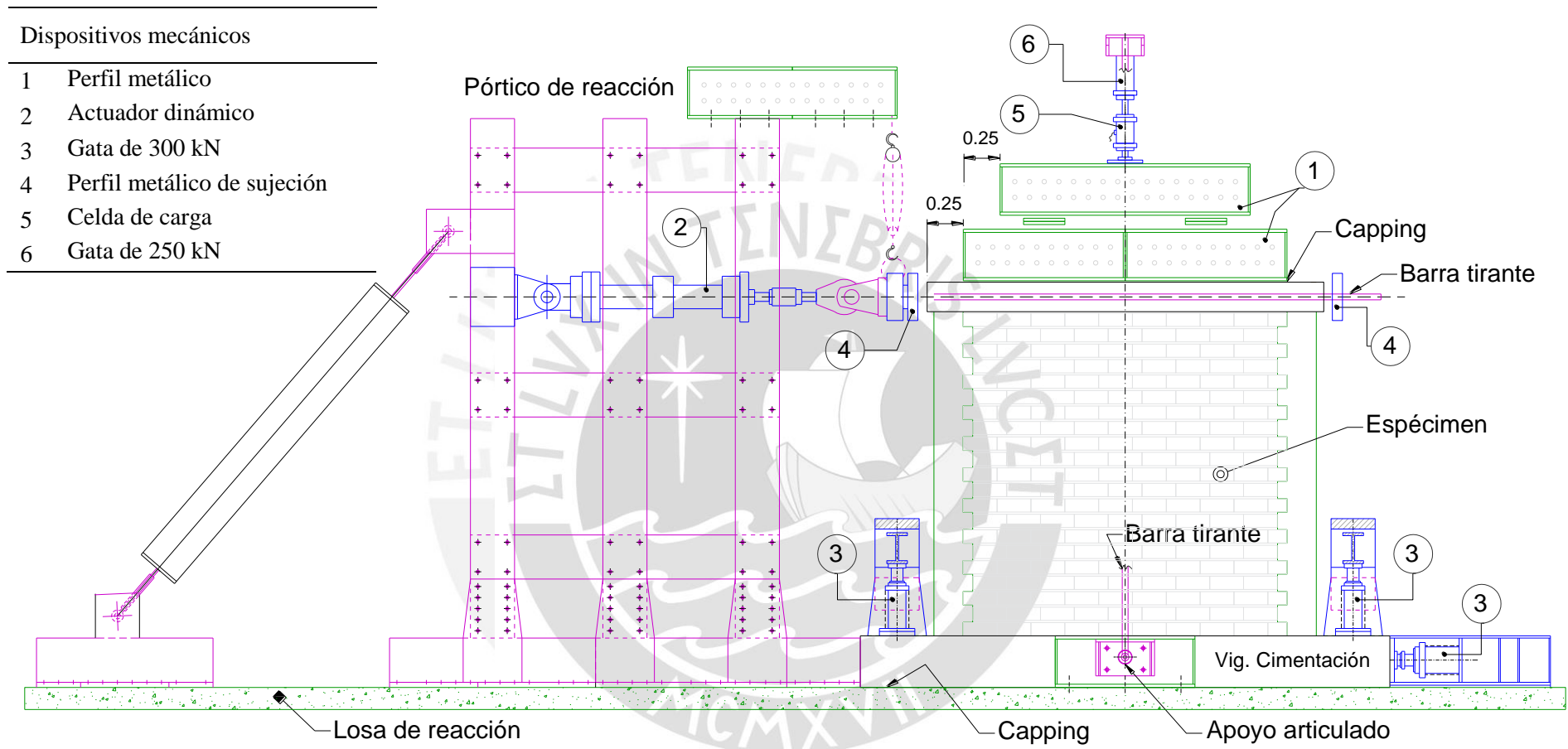


Figura 4.16 - Sistema para aplicación de carga (vista frontal).

4.5.3. Montaje e instrumentación

Los muros fueron trasladados al laboratorio de estructuras para su posterior ensayo, utilizando como medio de transporte el puente grúa. Previo al ensayo se realizó la instrumentación y además se colocó capping de yeso en la parte inferior de la viga de cimentación para uniformizar la superficie de contacto con la losa del laboratorio.

Las fuerzas, deformaciones unitarias y desplazamientos fueron medidas durante la ejecución del ensayo. Para medir las deformaciones producidas por acción de la carga lateral, se utilizaron sensores de deformación de 50 mm (LVDT).

Los sensores de deformación fueron ubicados en diversos puntos del muro (Figura 4.17). Se ubicaron los sensores para medir deformaciones diagonales, verticales y horizontales. Todos estos sensores se conectaron a un sistema de escaneo universal utilizando el software LabView.

Se colocaron 7 LDVT en los tres (03) muros bajo carga vertical y lateral. Para los ensayos solo bajo carga lateral se consideraron 6 LVDT, retirando el 7mo LVDT (D7).

En la Tabla 4.7 se describe el objetivo de cada dispositivo utilizado durante el ensayo.

Tabla 4.7 - Detalle de instrumentación (celdas de carga y transductores).

ID	Instrumento	Objeto de medición
		Registro de carga
	Actuador	El actuador permite inducir deformaciones laterales por acción de una carga horizontal. Estos desplazamientos generados en el eje de la viga superior de confinamiento son controlados. Capacidad de celda de carga de 500 kN.
	Celda de carga	Las celdas de carga permitieron registrar la magnitud de la carga aplicada, la que debe mantenerse constante durante el ensayo. Gatas hidráulicas de 250 kN fueron empleadas como dispositivos de sujeción en la base del muro ensayado. Gata hidráulica de 300 kN fue empleada para transmitir la carga vertical.
	Manómetros de presión	Conectados a la bomba de cada gata hidráulica. Miden la presión aplicada sobre las gatas, la que multiplicada por el área del pistón dará la magnitud de la carga existente en cada gata. Bombas hidráulicas 600 kN (verificar).
Registro de desplazamiento		
D6	LVDT	Tiene la finalidad de registrar los desplazamientos horizontales en el eje del muro respecto a la losa de ensayo.
D3	LVDT	Mide el desplazamiento horizontal relativo de las columnas.
D4, D5, D7	LVDT	Registran la deformación axial del muro, lo que permite obtener el módulo de elasticidad (E) en el espécimen cuando se aplique paulatinamente la carga vertical. Los D4 y D5 sirven también para demostrar que las cargas verticales concentradas se reparten en forma uniforme sobre el muro.
D1, D2	LVDT	Permiten obtener la deformación por corte en los muros y calcular en el rango elástico el módulo de corte (G)

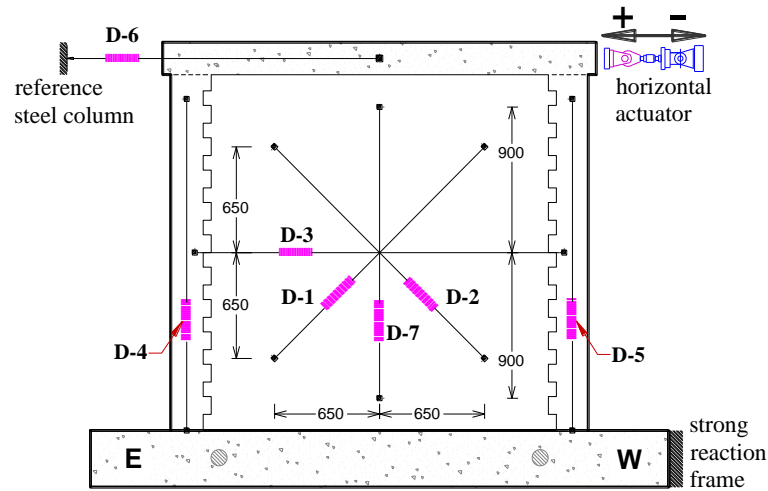


Figura 4.17 - Distribución de sensores (Unidades: mm)

Para fijar el muro evitando su desplazamiento y volteo, se colocaron tres gatas hidráulicas que aplicaron cargas a la viga de cimentación: dos fuerzas verticales y una horizontal de capacidad de 300 kN.

Para la aplicación de la fuerza horizontal a los especímenes, se colocó un actuador hidráulico a la altura del eje de la viga solera con una capacidad de fuerza de 500 kN (Figura 4.18). Para que éste actuador pueda aplicar la fuerza horizontal en ambos sentidos, se colocó unos tirantes que se sujetaron al otro extremo de la viga en un cabezal metálico. La aplicación de la carga vertical para muros fue a través de un actuador hidráulico de capacidad de fuerza de 500 kN (Figura 4.19).



Figura 4.18 - Colocación del actuador lateral y transductores de medición.

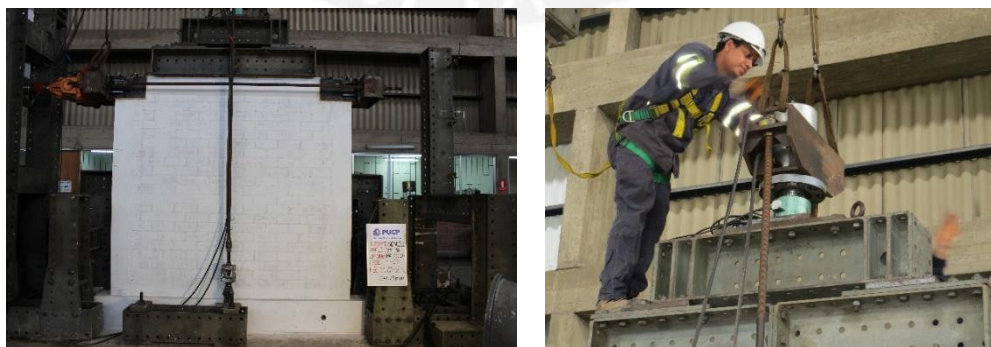


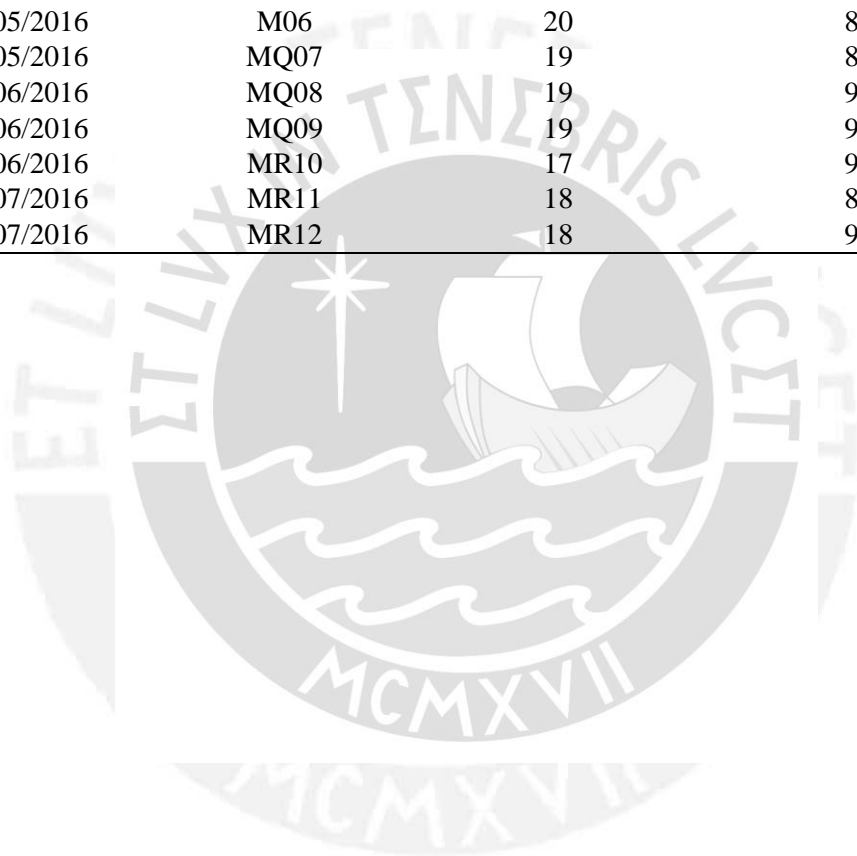
Figura 4.19 - Colocación de gata hidráulica para aplicación de la carga vertical.

4.5.4. Condiciones de temperatura y humedad en cada ensayo

La Tabla 4.8 muestra las condiciones de temperatura y humedad registrada en cada muro ensayado.

Tabla 4.8 - Registro de temperatura y humedad

Muros de Albañilería			
FECHA	ESPÉCIMEN	Temperatura C	Humedad Relativa %
16/05/2016	MR01	22	79
17/05/2016	MR02	20	80
18/05/2016	MR03	21	77
19/05/2016	M04	20	81
20/05/2016	M05	20	90
23/05/2016	M06	20	83
27/05/2016	MQ07	19	87
01/06/2016	MQ08	19	98
03/06/2016	MQ09	19	98
30/06/2016	MR10	17	92
01/07/2016	MR11	18	82
04/07/2016	MR12	18	91



Capítulo V

Análisis e interpretación de resultados

5.1. Introducción

En este capítulo se presentan los resultados de la respuesta de seis (06) muros, los tres (03) primeros fueron ensayados bajo carga lateral sin considerar carga axial (M04, M05 y M06) y los tres (03) restantes fueron ensayados bajo carga lateral considerando carga axial (M07, M08 y M09). El comportamiento de los muros se explica a partir de la descripción del daño y sus mecanismos de falla, las curvas de histéresis, el cálculo de los componentes de deformación (distorsión angular, rotación, curvatura y deslizamiento). Al final del capítulo se resumen y discuten los resultados principales.

Con el objetivo de entender el comportamiento de los muros ensayados se realizó una interpretación de la inspección visual durante el ensayo, el procesamiento de datos (tablas y gráficos), y las fotos de cada fase del ensayo. Se observó, que a pesar de mantener constante las dimensiones de las columnas de confinamiento, el refuerzo y la geometría del muro se presentan ligeras variaciones en los resultados debido a la inherente variabilidad en la calidad en los materiales y en el proceso constructivo.

La primera etapa del ensayo consistió en la aplicación monotónica de la carga vertical (170 kN), que permitió obtener el módulo de elasticidad (E) de los muros a escala natural. Asimismo, se pudo verificar que la carga vertical concentrada se transmite casi en forma uniforme sobre el muro.

En la segunda etapa del ensayo, se aplicó la carga lateral controlada por desplazamientos, que permitió identificar los tipos de falla, el instante asociado a la primera fisura visible (debido a la tracción por flexión), la resistencia a la tracción diagonal (tracción inducida por compresión), la capacidad máxima resistente, el módulo de corte (G), la rigidez lateral inicial (K_0), el deterioro de la rigidez lateral (K/K_0), la energía disipada (E_D), la capacidad de absorción de energía en el rango inelástico (E_H), el grado de amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}), el indicador de ductilidad (μ).

5.2. Aplicación monotónica de la carga vertical

5.2.1. Módulo de elasticidad (E) de muros de albañilería confinada

Para la estimación del módulo de elasticidad (E) se utilizó la relación carga axial vs. Deformación axial, correspondiente a la primera etapa del ensayo (aplicación monotónica de la carga vertical), para los muros MQ07, MQ08 y MQ09.

El procedimiento seguido fue calcular el esfuerzo axial (σ), empleando el criterio de la sección transformada no agrietada ya que en esta etapa el muro se encuentra dentro del rango elástico (Figura 5.1).

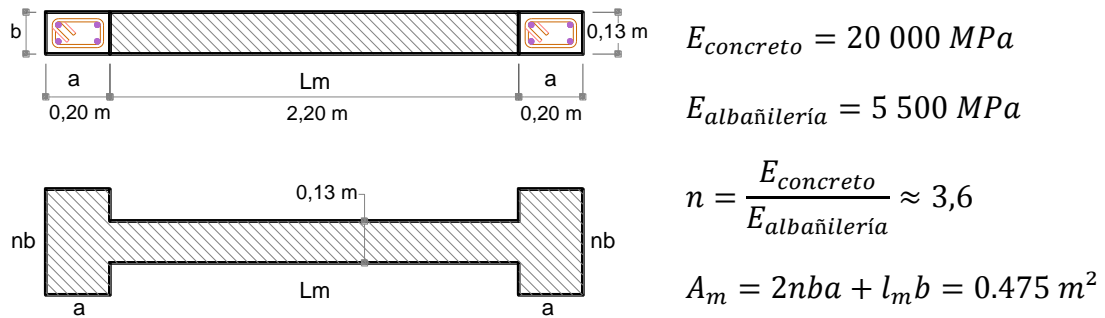


Figura 5.1 - Sección transformada equivalente

De la ley de Hooke [32] y de la Carga vs. Deformación axial registrado por el transductor D7 (Figura 5.2) se realizó la estimación del módulo de elasticidad.

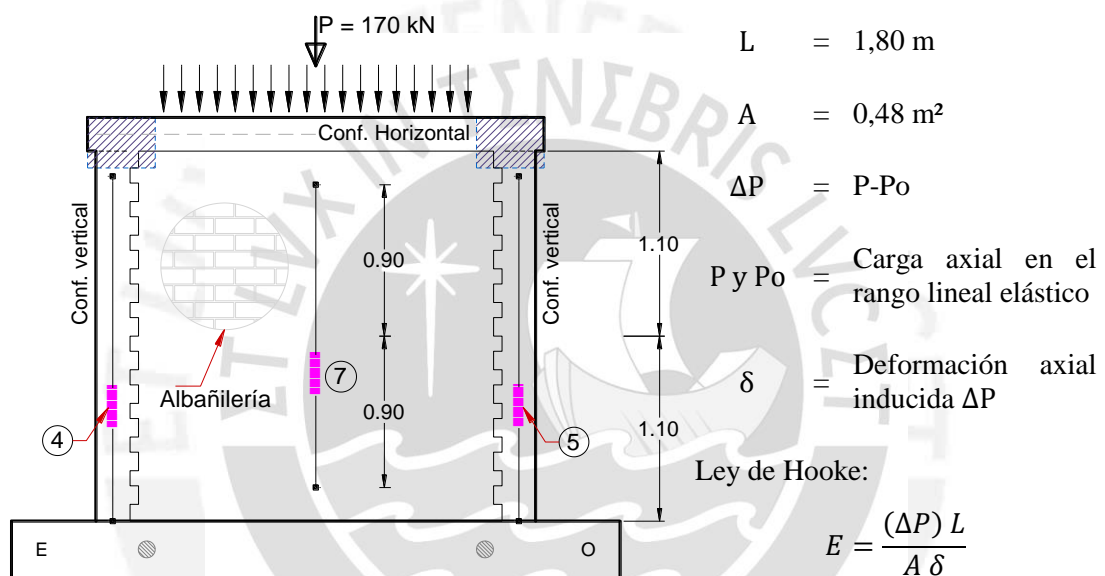


Figura 5.2 - Registro de deformaciones axiales.

Para estimar el módulo de elasticidad se consideró como límite inferior y superior el 35% y el 95% del total de la carga axial aplicada (170 kN), en este segmento de la curva carga vertical-desplazamiento se obtuvo la carga axial asociada a una deformación axial (Figura 5.3). En la Tabla 5.1 se muestra la estimación del módulo de elasticidad para cada espécimen.

Tabla 5.1 - Estimación del módulo de elasticidad de la albañilería confinada.

		MQ07	MQ08	MQ09
P	[kN]	159,88	159,14	159,59
Po	[kN]	61,27	60,58	60,54
ΔP	[kN]	98,60	98,56	99,05
δ	[mm]	0,075	0,091	0,104
E	[MPa]	4930	4062	3572

De esta manera, el módulo de elasticidad de la albañilería confinada resultó tener un valor promedio de $E \approx 4200 \text{ MPa}$.

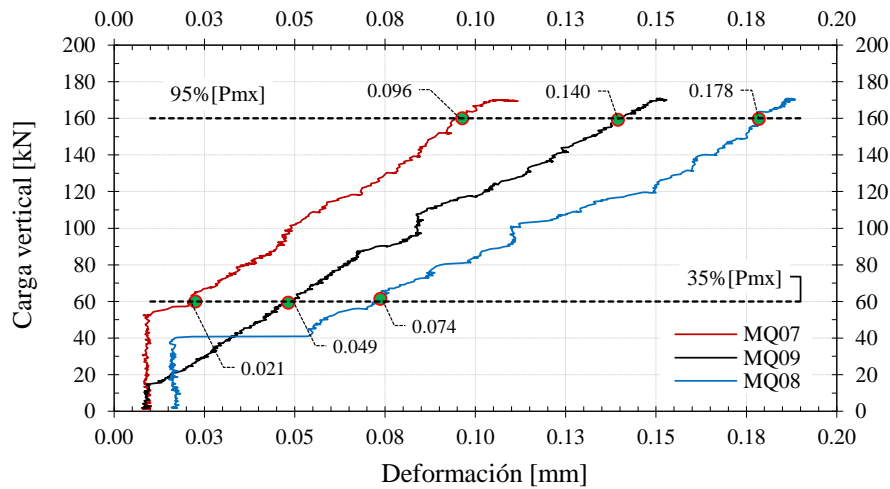


Figura 5.3 - Relación de Carga vs. Deformación axial.

Una característica de los ensayos, en la etapa inicial de la aplicación de la carga, es que se presenta un reacomodo o ajuste de los equipos. En la Figura 5.3, se puede apreciar que los muros MQ07, MQ08 y MQ09 no presentan deformación axial aproximadamente entre 20 kN y 40 kN de carga axial, esto se atribuye al reacomodo que sufren los equipos.

Por otro lado, con la finalidad de verificar que la carga vertical concentrada (celda de carga G3) se transmitió sobre el muro en forma uniformemente distribuida, se calculó en forma analítica la magnitud del desplazamiento vertical (δ) en las columnas, para lo cual se utilizó un determinado valor de ΔP y la ley de Hooke con el criterio de la sección transformada. Estos valores se compararon con los registros experimentales obtenidos por los transductores D4 y D5 (Tabla 5.2).

$$\delta_{teórico} = \frac{(\Delta P) L}{E A}$$

Tabla 5.2 - Distribución de las deformaciones verticales en el plano del muro.

Muro	Valores Teóricos		Valores Experimentales		
	ΔP [kN]	δ [mm] LVDT 7	δ [mm] LVDT 4	δ [mm] LVDT 7	δ [mm] LVDT 5
MQ07	79.81	0,055	0,062	0,060	0,046
MQ08	80.09	0,055	0,036	0,088	0,030
MQ09	80.85	0,055	0,074	0,077	0,071

Como se aprecia en la Tabla 5.2, los valores de deformaciones verticales (δ) registrados por los transductores D4, D5 y D7 bajo la acción de la carga vertical ($\Delta P \approx 80 \text{ kN}$) son prácticamente casi similares, para los muros MQ07 y MQ09, por lo que se puede afirmar que las cargas se mantuvieron uniformemente distribuidas sobre el muro, como ocurre en casos reales. Para el caso del muro MQ08, se observó que la distribución de deformaciones en plano del muro no fue uniforme, observándose una deformación de 2,6 veces mayor en la parte central del muro con respecto a los bordes (confinamientos verticales). La Figura 5.4 muestra la distribución de deformaciones verticales en el plano del muro.

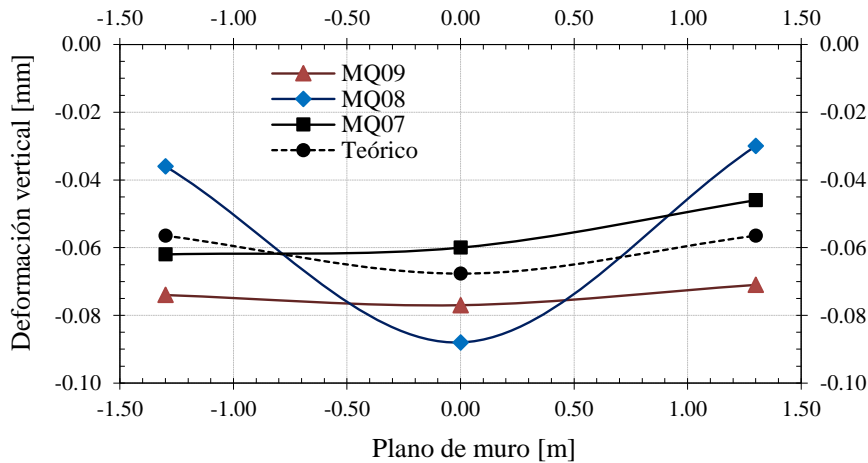


Figura 5.4 - Distribución de deformaciones verticales en el plano del muro.

Con el propósito de verificar la precisión con la que se estima el módulo de elasticidad de la albañilería a través de ensayos de prismas en compresión, se presenta la relación del módulo de elasticidad obtenido del muro a escala natural con respecto al ensayo de pilas en compresión ($E_{m/p}$). El procedimiento seguido para obtener el módulo de elasticidad en pilas fue el ya descrito en el capítulo III.

$$E_{m/p} = \frac{E_{muros}}{E_{pilas}} = \frac{4\ 200\ MPa}{5\ 500\ MPa} \approx 0.8$$

Se observa que el margen de error es del 20%, por lo que se puede decir que el módulo de elasticidad es posible obtenerlo en especímenes pequeños (pilas).

5.3. Aplicación cuasi-estática de carga lateral

5.3.1. Módulo de corte (G) en muros a escala natural

Se obtuvo en forma experimental utilizando las deformaciones diagonales registradas por los transductores D1 y D2 (d_1 y d_2) como muestra la Figura 5.5.

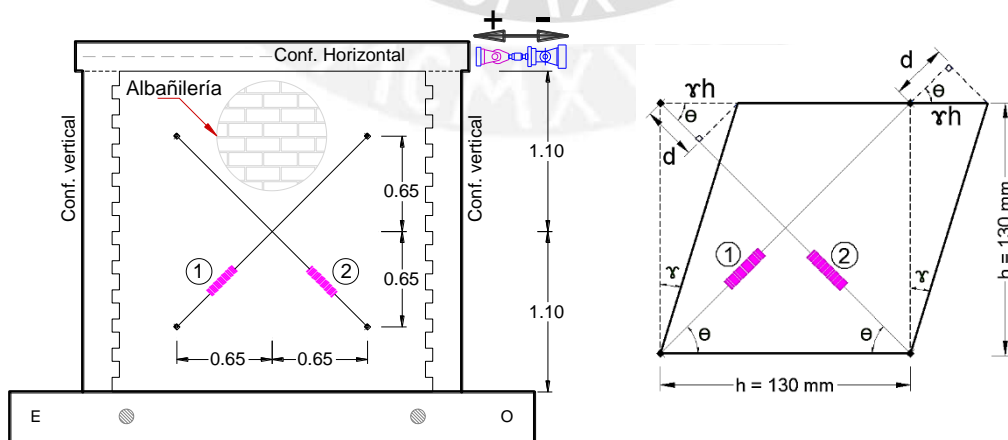


Figura 5.5 - Registro de deformaciones a cortante puro.

Donde:

$$D = \sqrt{2} \cdot h = 1850 \text{ mm} \quad \text{Distancia entre los puntos de la diagonal}$$

$$\tau = \frac{V}{A_c} \quad \text{Esfuerzo cortante}$$

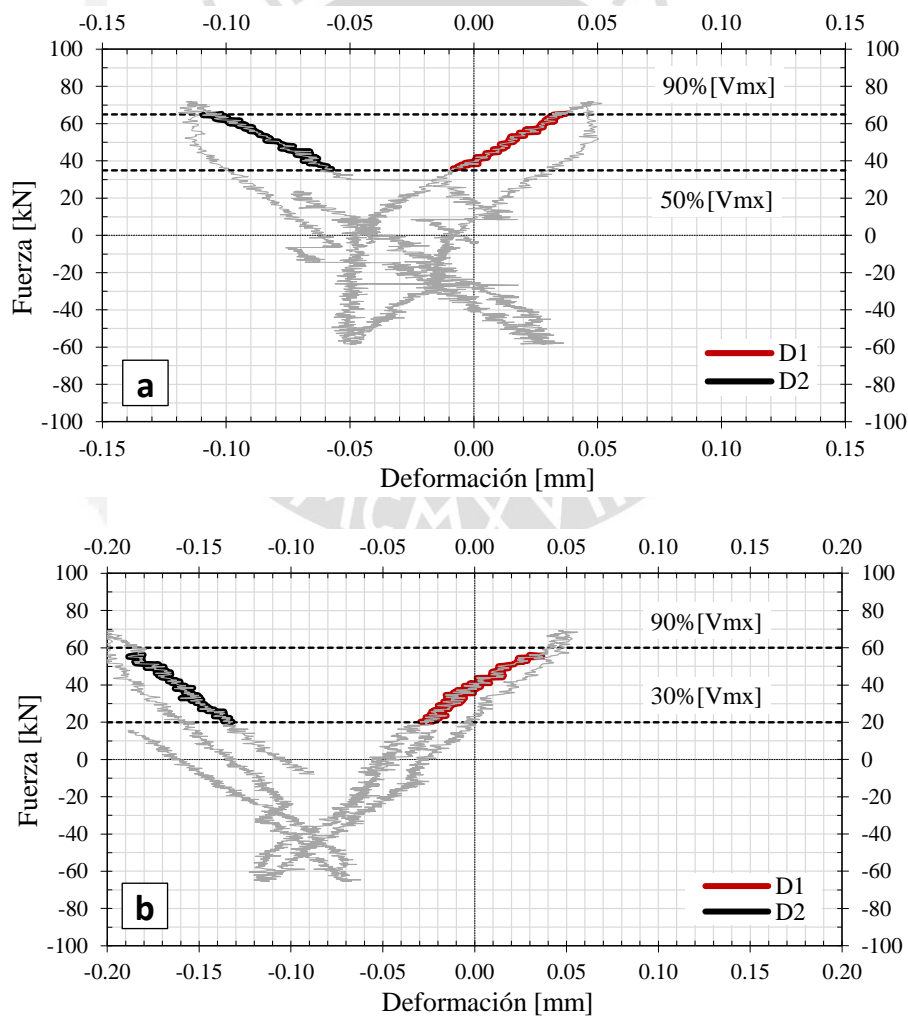
$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad \text{Distorsión angular}$$

$$d = (\gamma h) \cdot \cos(\theta) \quad \text{Deformación en el transductor 1 ó 2}$$

Luego:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{d}{h \cdot \cos(\theta)} = \frac{d}{h \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{2d}{\sqrt{2} \cdot h} = \frac{d_1 + d_2}{D} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$$

Con el objetivo de obtener la distorsión angular asociada al esfuerzo cortante que la produce, se generó la relación entre la fuerza lateral y las deformaciones registradas por los transductores 1 y 2 (Figura 5.6).



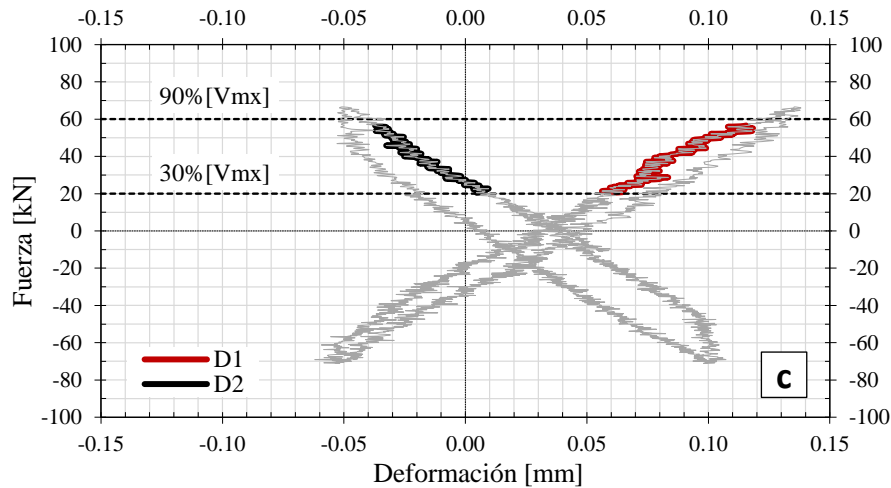


Figura 5.6 - Relación de fuerza lateral vs. Deformación.

Los procedimientos de laboratorio son normalizados por los códigos ASTM y RILEM [33]. Estos códigos muestran algunas diferencias, como en la interpretación de los resultados de los ensayos. De hecho, el código RILEM solamente provee información sobre los esfuerzos de tensión diagonal, mientras que el código ASTM también da indicaciones sobre como calcular el módulo de corte (G).

El código ASTM E519 [25] asume que el ensayo de compresión diagonal produce esfuerzos de corte uniformemente distribuidos.

$$\tau = 0.707 \cdot \frac{P}{A}$$

Donde P es la carga diagonal aplicada y A es el área neta del elemento (teniendo en cuenta que porcentaje de área bruta de la unidad es sólida).

El código RILEM considera que el área de esfuerzos en un espécimen cuadrado bajo compresión diagonal no es uniforme. Esto fue evaluado por Froncht (1931) [34] bajo la hipótesis de que el elemento es continuo, isotrópico, homogéneo y elástico. Ver Figura 5.7.

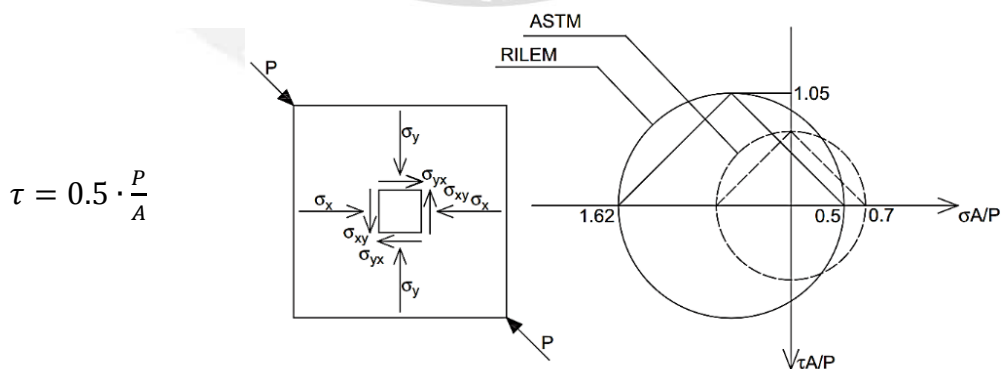


Figura 5.7 - Interpretación del ensayo a compresión diagonal de acuerdo a ASTM y RILEM con el círculo de Mohr.

En este trabajo se consideró trabajar con el código ASTM E519 para estimar el módulo de corte (G), en la Tabla 5.3 se muestran los resultados.

Tabla 5.3 - Estimación del módulo de corte de la albañilería confinada.

		MQ01	MQ02	MQ03
ΔV	[kN]	29.55	36.31	36.20
Ac	[m ²]	0.2405	0.2405	0.2405
τ	[MPa]	0.1229	0.1509	0.1505
d_1	[mm]	0.0411	0.0605	0.0601
d_2	[mm]	0.0466	0.0519	0.0481
D	[mm]	1850	1850	1850
γ	[mm/mm]	4.743e-5	6.077e-5	5.848e-5
G	[MPa]	2590	2484	2574

De donde se obtiene el valor de $G = \tau/\gamma$. Obteniéndose un valor experimental

$$G = 2\,550 \text{ MPa}$$

$$E/G = 2.15$$

Por lo tanto se verifica que el valor propuesto por la Norma E070 ($E/G = 2.5$), se aproxima al valor experimental.

5.3.2. Rotación por flexión (θ)

Los desplazamientos en las columnas, registrados por los transductores D4 y D5, permitieron calcular experimentalmente el ángulo de rotación por flexión θ , Figura 5.8.

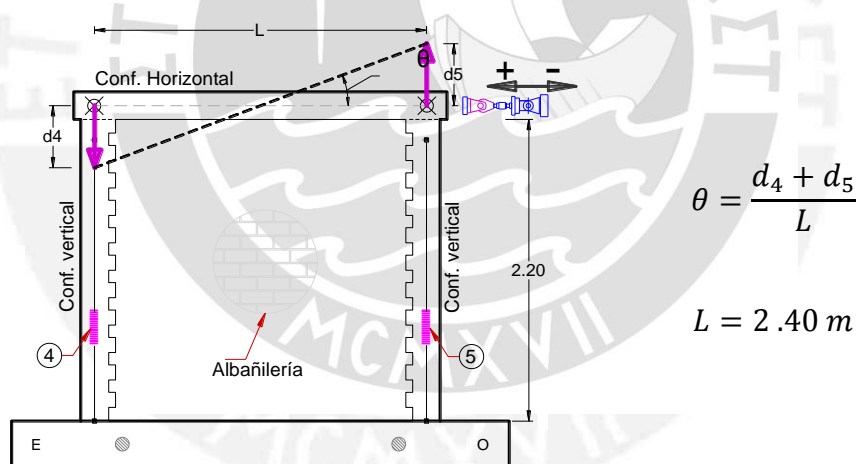


Figura 5.8 - Estimación de la rotación por flexión del borde superior del muro.

Para confirmar que en el rango elástico la Hipótesis de Navier [35] se cumple, se verificó que los valores experimentales d_4 y d_5 sean muy similares (Ver Tabla 6.2). La curvatura obtenida experimentalmente en la Fase 2, se muestra a continuación:

Rotación por flexión en muros M : $\theta = 0.15 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$

Rotación por flexión en muros MQ : $\theta = 0.12 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$

De los valores obtenidos se puede deducir que la carga vertical, redujo la rotación por flexión del borde superior del muro. Por lo cual, las deformaciones por flexión son reducidas y las deformaciones por corte se ven incrementadas. La rotación del borde

superior del muro se redujo en un 20% en las primeras fases y en un 29% en las últimas fases (Figura 5.9).

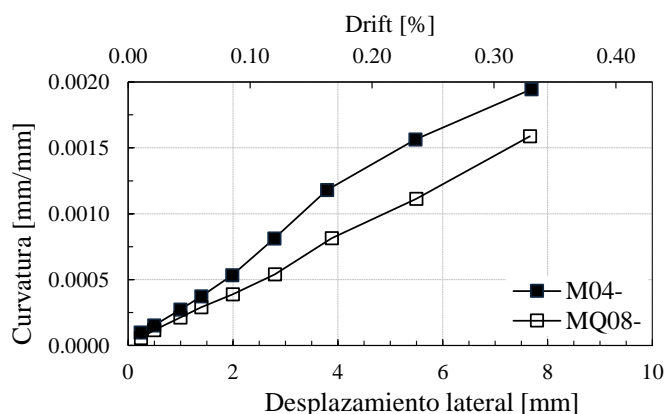


Figura 5.9 - Evolución de la rotación por flexión del borde superior del muro durante el ensayo cíclico en muros M y MQ.

En estructuras reales, la rigidez y la resistencia de las losas de entrepiso, definen las condiciones de borde de los muros y por lo tanto el momento, la fuerza cortante y fuerza axial impuesta sobre el muro durante un sismo [36].

En este trabajo, el muro en estudio representa un muro interior, por lo cual se supuso que la carga axial es independiente de la restricción del borde superior del muro y se mantuvo constante durante todo el ensayo. El grado de restricción del borde superior del muro, influye grandemente en la distribución de momentos que se presentan sobre el muro [36]. Por lo cual, al generarse un cierto grado de restricción a la libre rotación por flexión del borde superior del muro, por la presencia de la carga axial (170 kN), se produjo que la falla sea por corte y no por flexión como en el caso de los muros M.

5.4. Comportamiento de los muros y su evolución del daño

Crisafulli, F. (1997) [37], el comportamiento de la albañilería confinada por elementos de concreto armado en su etapa inicial es casi elástica y está controlada por la característica del panel de albañilería. El elemento estructural tiene un comportamiento monolítico debido a la fuerte adherencia desarrollada a lo largo de la interface entre el confinamiento vertical y el panel de albañilería. En esta etapa, las columnas de confinamiento vertical actúan como elementos de borde en compresión o tracción y el panel de albañilería actúa como un elemento de conexión a corte. De análisis con elementos finitos (Capítulo VI) se observó que la concentración de esfuerzos ocurre en las cuatro esquinas del muro, mientras que un estado de esfuerzo a corte puro se desarrolla en la región central del panel de albañilería.

A medida que se incrementa el valor de la fuerza lateral se producen las primeras fisuras de tracción por flexión en los elementos de confinamiento vertical, esto evidentemente se debe a la baja resistencia a tracción del concreto. Una posible separación del panel de albañilería y el confinamiento vertical es controlada a través de la conexión endentada, manteniendo el monolitismo aún durante la incursión en el rango no lineal del espécimen. En el caso de una posible separación entre el panel de albañilería y el confinamiento vertical no afectaría significativamente la resistencia del espécimen, pero si decrecería su rigidez [37].

Los tipos de falla y los patrones de grietas de los muros M04, M05, M06, MQ07 y MQ09 se muestran en el anexo B.

5.4.1. Espécimen MQ08

Este espécimen fue construido con unidades de arcilla cocida y sus características fueron descritas en el capítulo III. El tipo y la cuantía de refuerzo en este espécimen son característicos de la práctica actual de la construcción de viviendas en Lima – Perú. En la Figura 5.10 se observa el espécimen y los dispositivos de aplicación de carga.

Este muro fue pintado de color blanco con yeso, pues es un material muy frágil y permite visualizar claramente la presencia de grietas durante el ensayo. Por tal, no se consideró necesario el uso de revoque o tarrajeo del muro.



Figura 5.10 - Espécimen MQ08 antes del ensayo.

5.4.2. Descripción del daño y mecanismo de falla

Los tipos de falla que pueden ocurrir en la albañilería confinada son normalmente difíciles de predecir. Dependen de muchos factores, como la rigidez relativa entre los elementos de confinamiento y el panel de albañilería, la resistencia de sus materiales y la geometría del elemento. El colapso de la albañilería confinada usualmente involucra la presencia de uno o más tipos de falla, cuales ocurren en el panel de albañilería y los elementos de confinamiento [37].

Los diferentes mecanismos de falla que se desarrollaron en las componentes de los muros ensayados son referidos, en forma general, como modos de falla. La falla local de un componente no necesariamente representó la falla de todo el sistema, por ello, se definieron tres estados límite de servicio (límite elástico, resistencia máxima y estado último) [30]. Los mecanismos de falla observados durante los ensayos, fueron, agrietamiento a lo largo de las juntas de mortero, agrietamiento o aplastamiento de las unidades y una combinación de estas. Estos mecanismos de falla dependen de los estados de esfuerzos inducidos en el muro por las cargas externas, se pueden resumir en agrietamiento por flexión, agrietamientos por cortante y falla por compresión [37].

En la Tabla 5.4 se muestra la evolución del estado de daño para cada una de las fases de carga y descarga. Se muestra el patrón de grietas y su evolución con el incremento de la demanda de deformación lateral.

Tabla 5.4a - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 1.

Fase	Δ mm	Drift %	V kN
1 (+)	0.26	0.011	69.23
1 (-)	0.24	0.010	65.34

Descripción:
En esta fase no se presentaron fisuras. El muro tiene un comportamiento elástico.

Tabla 5.5b - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 2.

Fase	Δ mm	Drift %	V kN
2 (+)	0.50	0.021	110.07
2 (-)	0.50	0.021	94.78

Descripción:
Aparece la primera fisura horizontal de tracción por flexión localizada en la columna izquierda a 0.20 m de su borde inferior.
Espesor de fisura 0.05 mm.

Tabla 5.6c - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 3.

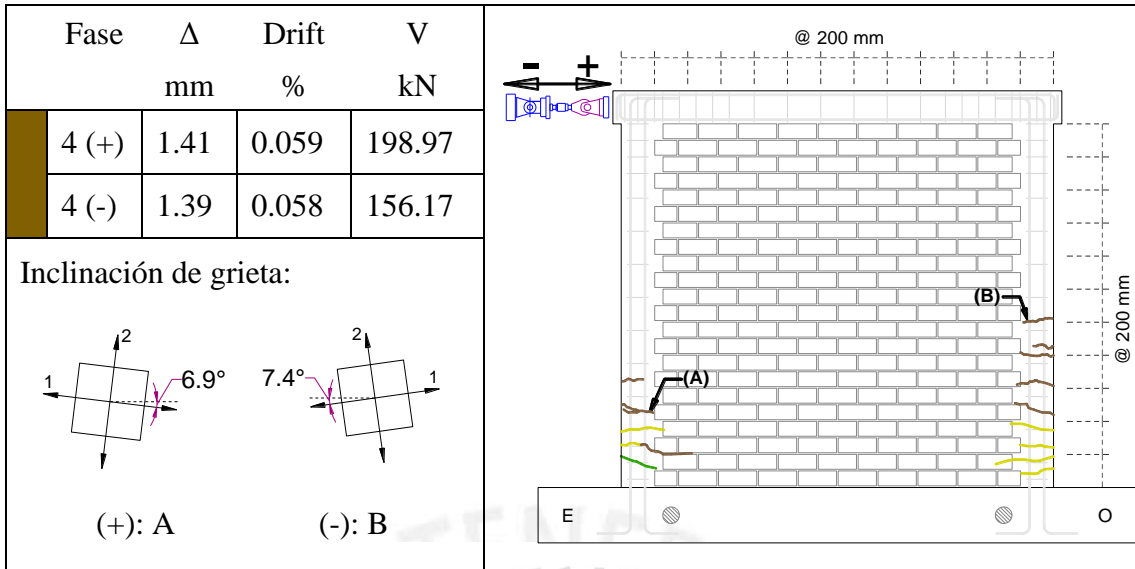
Fase	Δ mm	Drift %	V kN
3 (+)	1.00	0.042	168.27
3 (-)	0.99	0.041	134.57

Inclinación de grieta:

(+): A (-): B

Descripción: Se observa nuevas fisuras horizontales situadas en los tercios inferiores de ambas columnas. Espesor de fisura 0.05 mm.

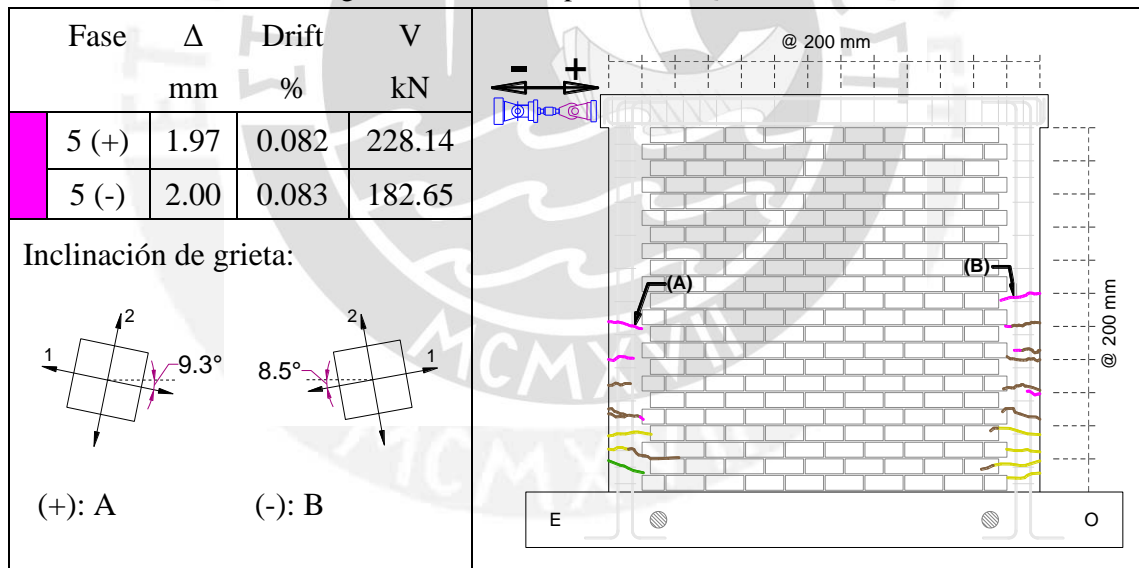
Tabla 5.7d - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 4.



Descripción:

Aumentó la cantidad de fisuras horizontales en ambos lados de las columnas. Estas fisuras se pronunciaron con mayor intensidad en el extremo derecho del muro hasta la mitad de su altura. Las fisuras tienen un espesor de 0.05mm.

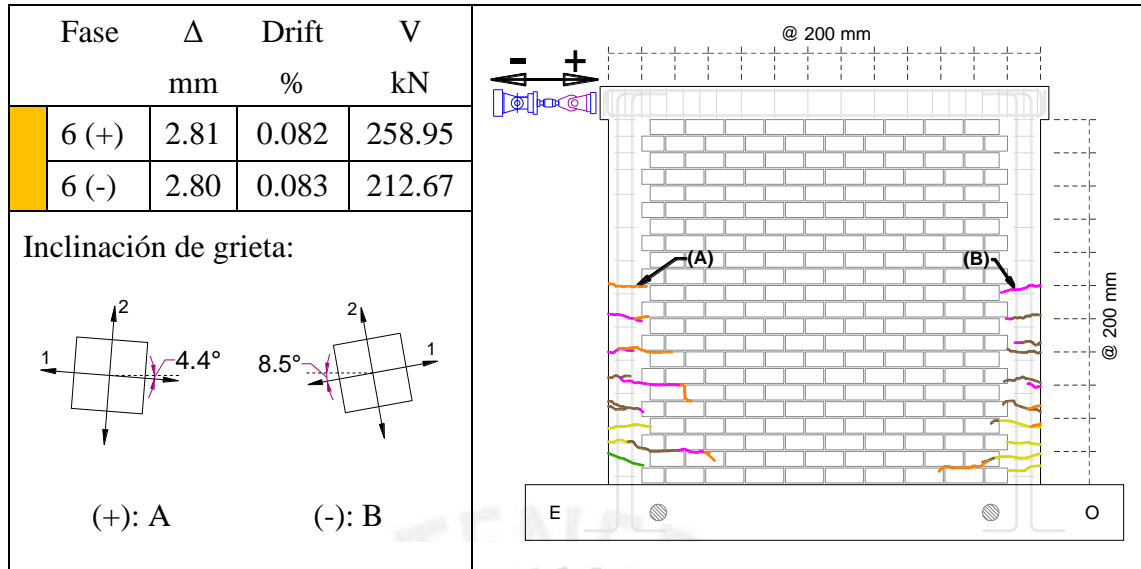
Tabla 5.8e - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 5.



Descripción:

Las fisuras existentes en las columnas de confinamiento se fueron propagando casi de manera horizontal, incurсионando ligeramente en el panel de albañilería. Las grietas presentan un espesor máximo de 0.05mm

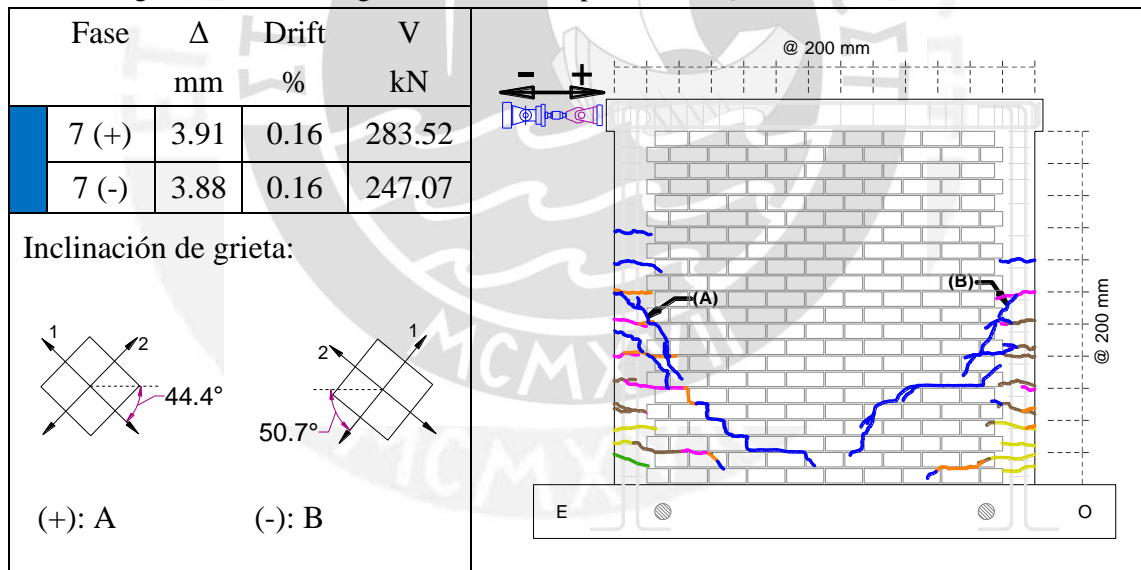
Tabla 5.9f - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 6.



Descripción:

Las fisuras existentes continuaron extendiéndose en forma horizontal en el panel de albañilería. Por otro lado, se presentaron fisuras en la zona de unión muro-viga de cimentación.

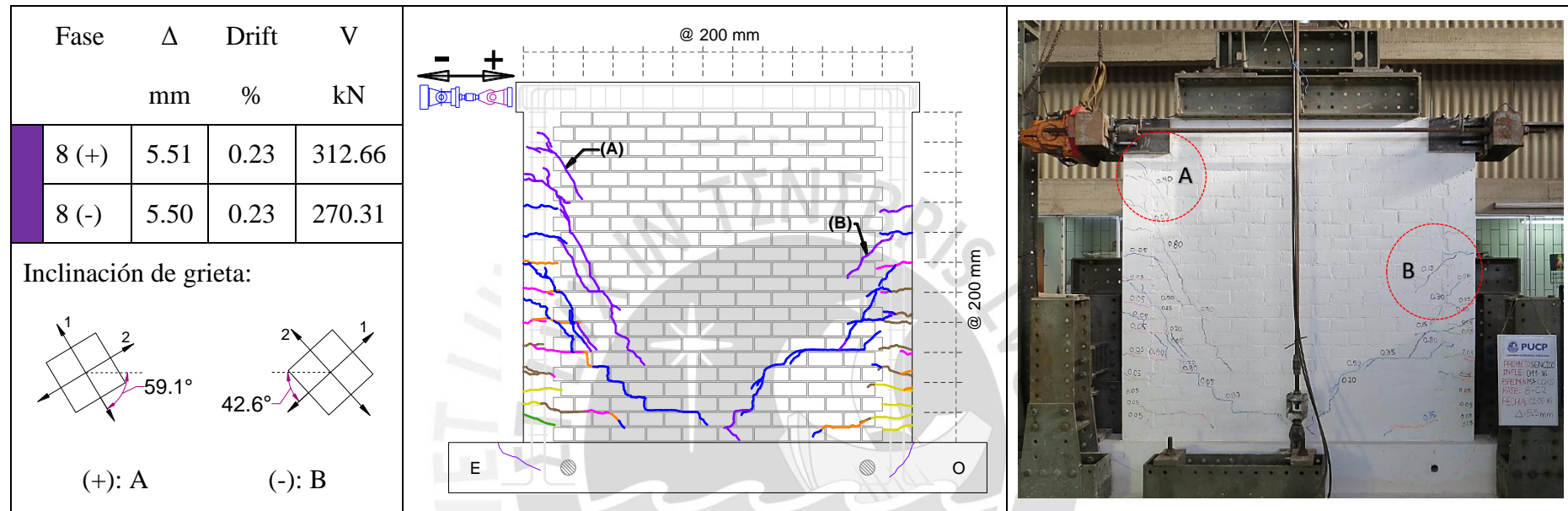
Tabla 5.10g - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 7.



Descripción:

Las grietas incursionaron de manera intensa en el interior del panel de albañilería. casi de manera diagonal. Estas se extienden desde la mitad de la altura de las columnas de confinamiento, en forma diagonal, hasta el borde central inferior de la albañilería. El espesor máximo de grieta fue de 0.50mm. Se observó una notable reducción en la pendiente del lazo histerético, lo que implica a una importante degradación de la rigidez lateral del muro.

Tabla 5.11h - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 8.



Descripción:

Aparecen nuevas grietas, localizadas en el extremo izquierda superior del muro, paralelas a las fisuras diagonales existentes. De la misma forma aparecen nuevas fisuras en el lado izquierdo del muro pero sólo se sitúan en el medio inferior del muro. El grosor máximo de grieta observado es de 1.0mm.

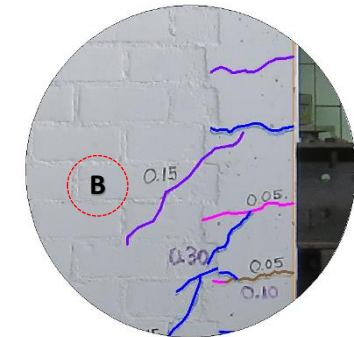
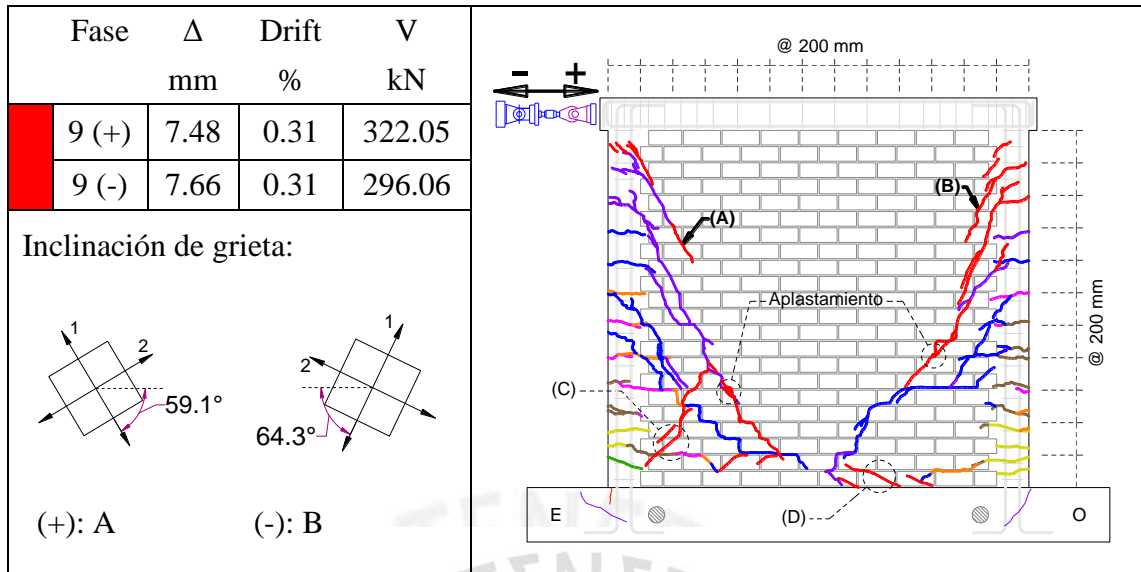


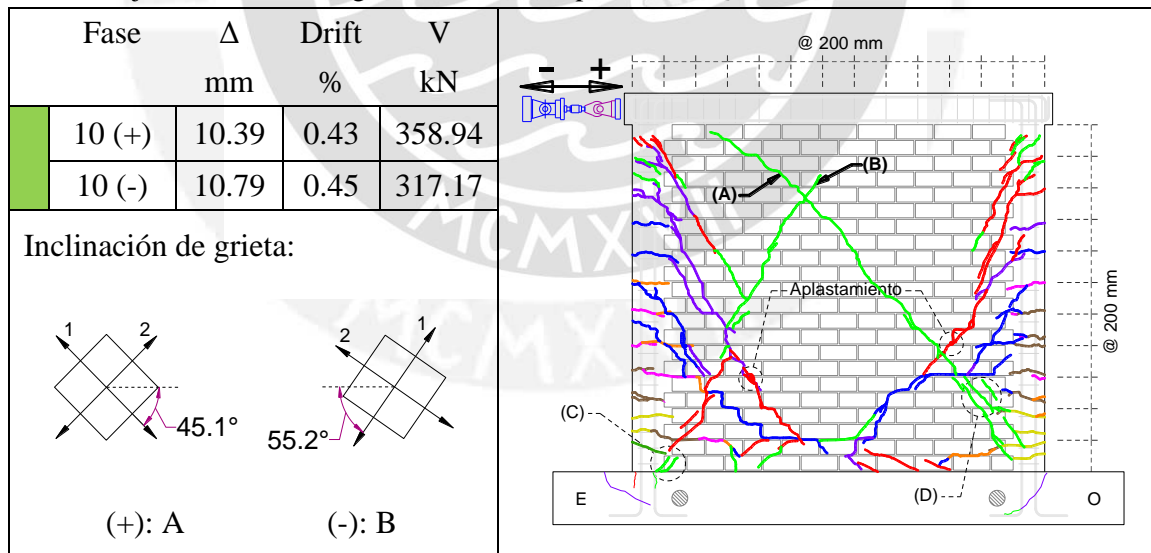
Tabla 5.12i - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 9.



Descripción:

En esta fase las fisuras existentes continúan alargándose generando en sí lo que se asemeja a una “V” en el muro. Bajo las grietas diagonales las fisuras continúan extendiéndose en longitud y espesor. Se observa la aparición de múltiples fisuras localizadas en las esquinas superiores de ambos lados del muro. El grosor máximo de grieta es de 3.0mm.

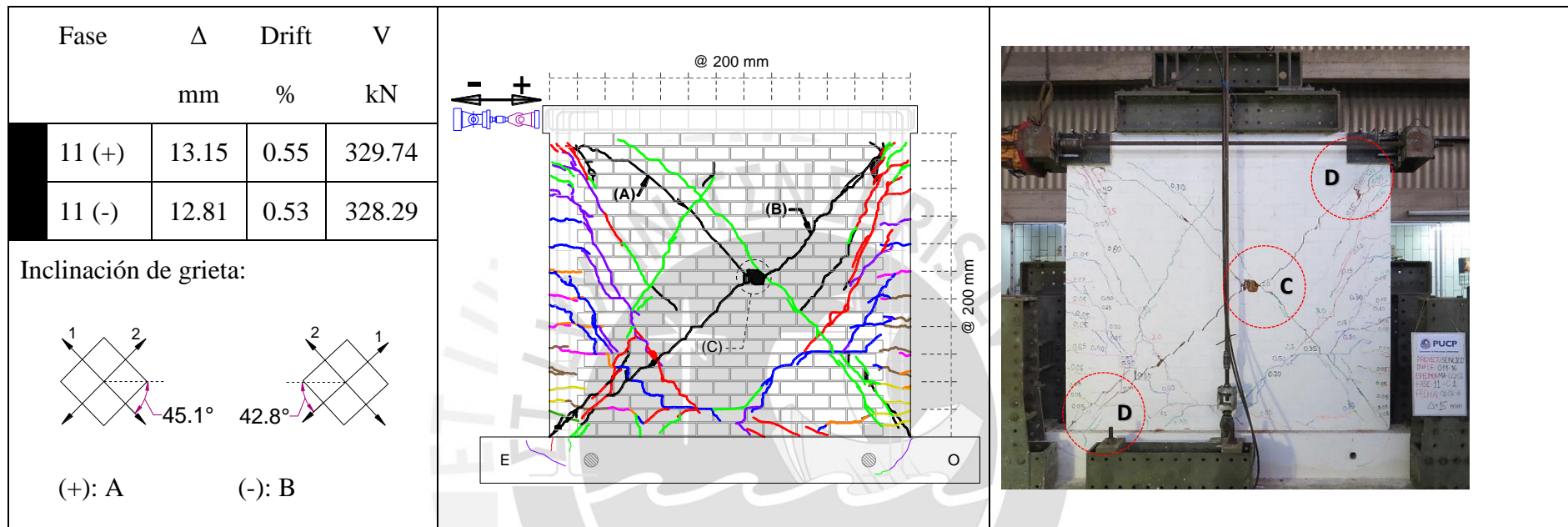
Tabla 5.13j - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 10.



Descripción:

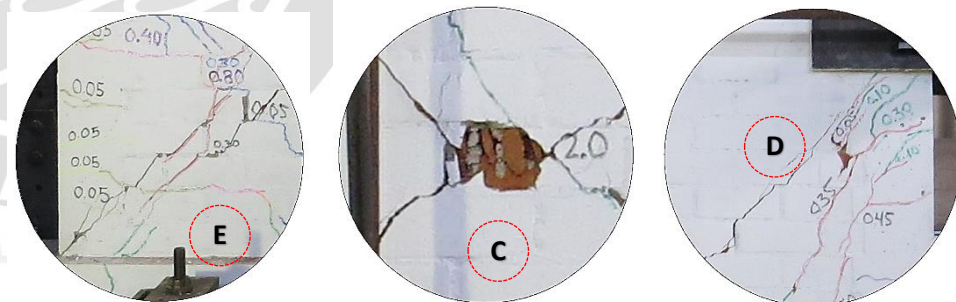
Las grietas existentes aumentan sus dimensiones en longitud y espesor. Se observa la aparición de nuevas fisuras de poca longitud perpendiculares a las fisuras ya existentes, localizadas en el medio inferior del muro. Se acentúan más las grietas formadas en la unión muro y viga de cimentación.

Tabla 5.14k - Evolución del agrietamiento del espécimen MQ08 en la Fase 11.



Descripción:

En esta fase solo aparece una nueva fisura que es casi perpendicular a la grieta diagonal existente, se encuentra muy próxima a la esquina superior izquierda del muro. El grosor máximo de grieta observado es de 3.0mm.



5.5. Comportamiento histerético de los especímenes

Los mecanismos de falla desarrollados en los muros durante el ensayo, son descritos a través de diagramas de histéresis y a partir de estas se analizaron la capacidad de deformación, la rigidez lateral y su degradación. En la Figura 5.11 y Figura 5.12 se muestran los resultados de los ensayos cíclicos en los seis (06) muros. Las curvas de histéresis relacionan Fuerza lateral (V) - Desplazamiento horizontal (D6).

Para poder derivar curvas de fragilidad es necesario definir estados de daño en términos de un parámetro mecánico que pueda ser directamente cuantificado. Tres estados de daños son definidos para estructuras de albañilería (e.g. [30, 38, 39, 40]):

- Límite elástico (agrietamiento), donde el desplazamiento del muro excede el límite elástico y se forma la primera grieta significativa en el muro, provocando una degradación significativa de su rigidez inicial.
- Resistencia máxima, posterior a este punto se presenta una degradación de resistencia asociada a una pronunciada pérdida de rigidez lateral.
- Estado último, donde la resistencia del sistema se degrada por debajo de un nivel aceptable. Convenientemente, 20% de degradación de la resistencia máxima es aceptable [39]. Consecuentemente, una estructura real de albañilería usualmente no colapsa para este estado último definido. Sin embargo, desplazamientos mayores implicaría daños en la estructura más allá de su reparabilidad.

Muros ensayados bajo carga lateral cíclica

El muro M01 y M02 presentaron una falla por corte y flexión, esto se aprecia en la forma de propagación de grietas y sus ángulos de inclinación. La resistencia a tensión por flexión fue alcanzada en la Fase 3 (drift 0.04% y $V=115$ kN) y Fase 2 (drift 0.02% y $V=80$ kN) respectivamente, asociados a una reducción del 20% de su rigidez lateral inicial. Las grietas iniciaron desde el borde inferior de las columnas de confinamiento hasta alcanzar toda su altura, mientras se propagaban dentro del paño de albañilería. En la Fase 11 (drift 0.65% y $V\approx 250$ kN) alcanzaron su resistencia máxima y una reducción del 90% de su rigidez lateral inicial. En esta fase, se desarrollaron las grietas principales en forma de V en el paño de albañilería. El ensayo se detuvo en la Fase 12 (drift 0.87% y $V\approx 170$ kN), se observó que la grieta principal en forma de V se fue remarcando con mayor intensidad.

El muro M03 presentó falla por corte, con presencia de una grieta diagonal y aplastamiento de unidades en la unión columna de confinamiento y panel de albañilería (extremo izquierdo superior). La trituración de estas unidades se debe a la alta concentración de esfuerzos que se genera en las esquinas del panel de albañilería. La resistencia a tensión por flexión se alcanzó en la Fase 2 (drift 0.02% y $V=80$ kN), con esta se presentó una reducción del 17% de su rigidez lateral inicial. El patrón de grietas fue similar a los muros M01 y M02. Su resistencia máxima fue alcanzada en la Fase 11 (drift 0.65% y $V\approx 270$ kN) y una reducción del 90% de su rigidez lateral inicial.

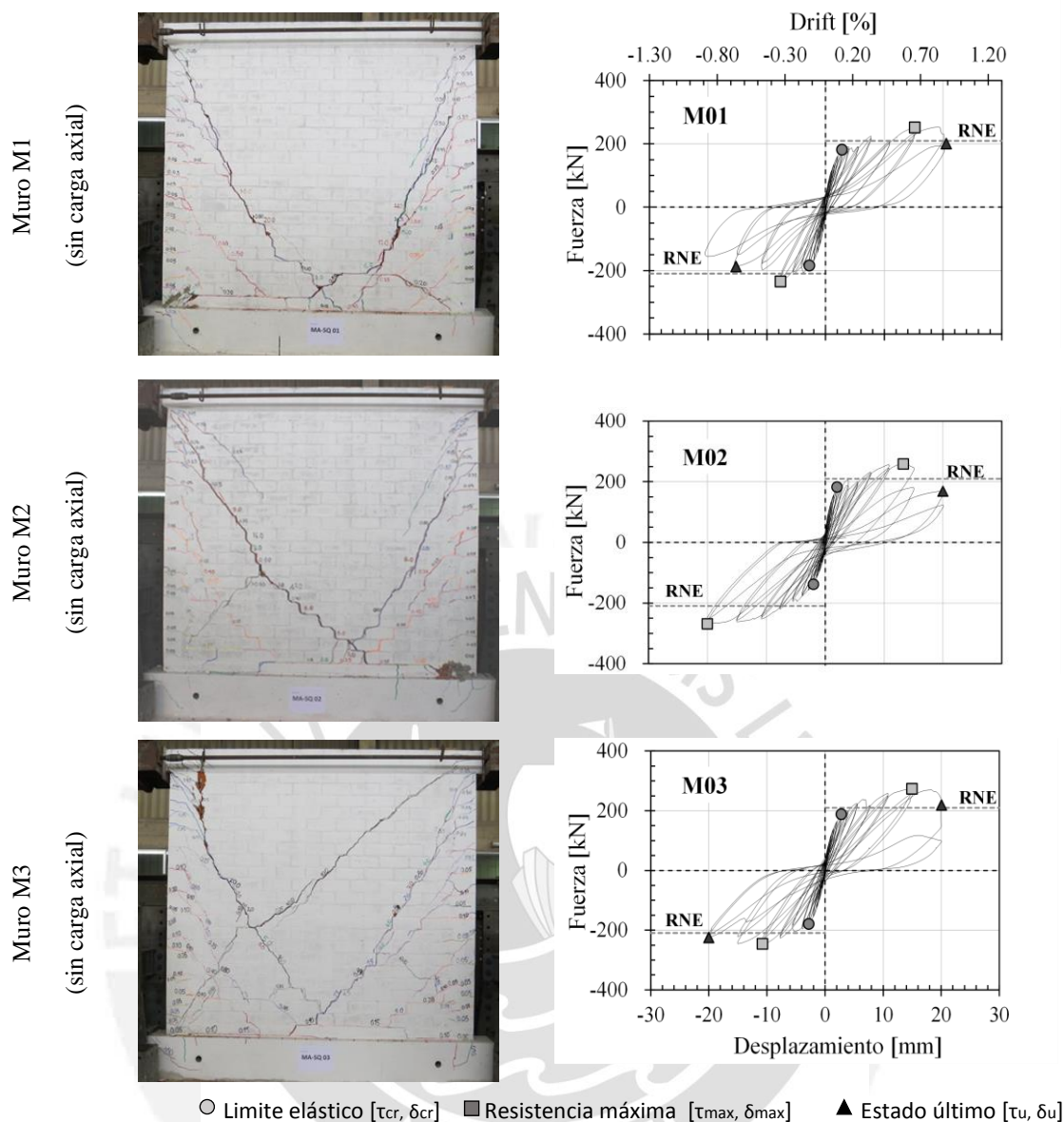


Figura 5.11 - Comportamiento histerético de muros M01, M02 y M03.

Muros ensayados bajo carga lateral cíclica y carga vertical constante

El muro MQ01 y MQ03 presentaron una falla por corte y flexión, esto se puede apreciar en el patrón de grietas sobre el muro. La resistencia a tensión por flexión se alcanzó en la Fase 2 (drift 0.02% y $V \approx 105$ kN), asociado a una reducción del 16% de su rigidez lateral inicial. En el muro MQ03, se presentó trituración de las unidades en la unión columna de confinamiento y panel de albañilería (extremo superior izquierdo), de manera similar al muro M03. La resistencia máxima se presentó en la Fase 10 (drift 0.47% y $V \approx 335$ kN) y una reducción del 81% de su rigidez lateral inicial. En esta fase, se desarrollaron las grietas principales en forma de V en el panel de albañilería. El ensayo se detuvo en la Fase 11 (drift 0.65%), se observó que la grieta principal en forma de V se fue remarcando con mayor intensidad.

El muro MQ08 falló con grietas diagonales a corte en el panel de albañilería, que se propagaron de esquina a esquina de muro. La resistencia máxima bajo carga lateral se presentó en la Fase 10 (drift 0.47% y $V \approx 339$ kN) y una reducción de su rigidez lateral en

83%, en la intersección de las grietas diagonales las unidades presentaron trituración por aplastamiento. El ensayo fue interrumpido en la Fase 11 (drift 0.65%), asociado a una gran degradación en resistencia y rigidez lateral.

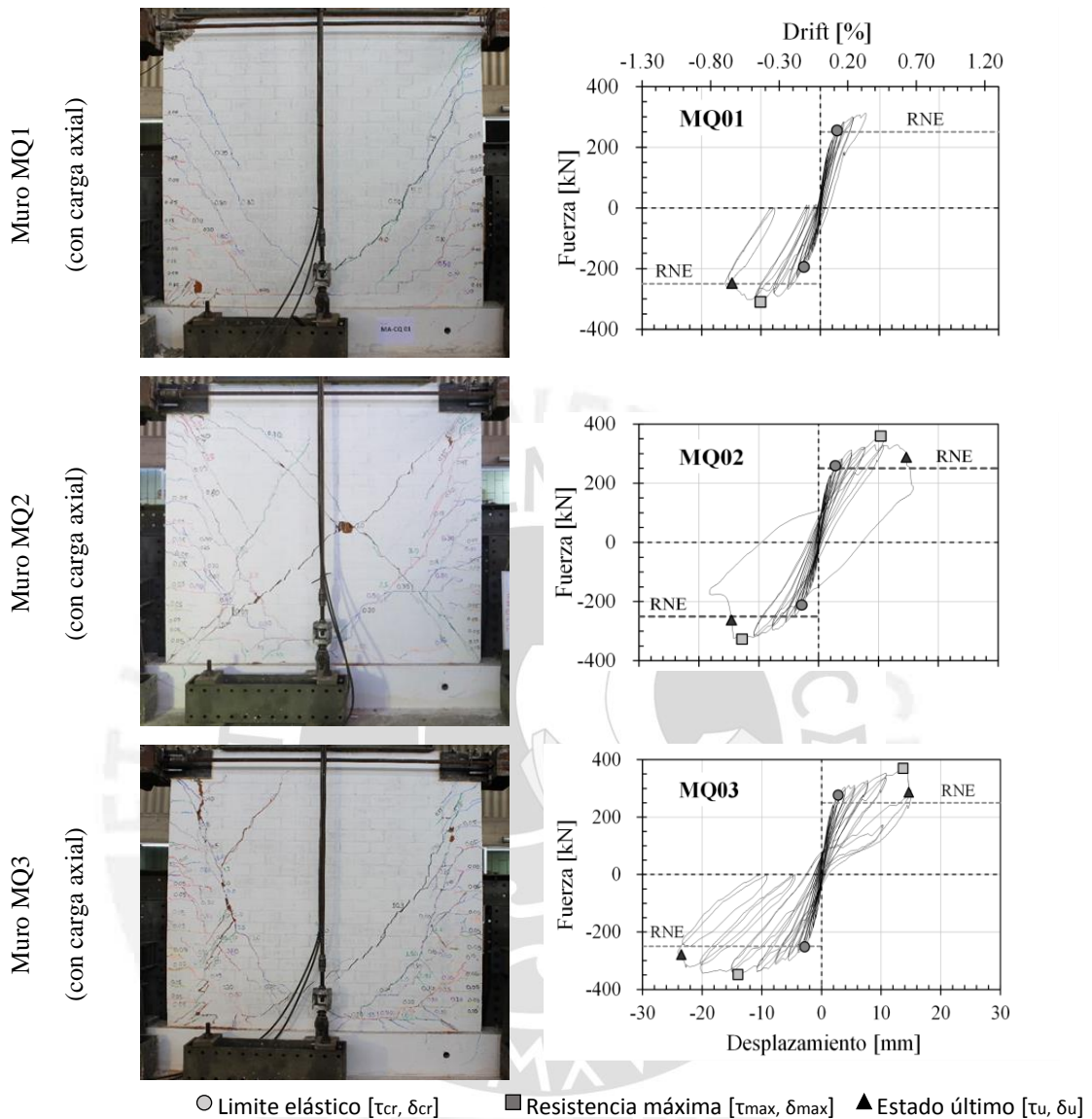


Figura 5.12 - Comportamiento histerético de muros MQ01, MQ02 y MQ03.

Del comportamiento histerético se puede establecer la relación entre el incremento del drift lateral, el esfuerzo cortante lateral y la evolución del daño. Esta relación se resume en la Tabla 5.5 para los tres estados límite previamente definidos.

Tabla 5.15 - Registro de carga

Esp.	σ_v [Mpa]	τ_{cr} (+) [Mpa]	τ_{max} (+) [Mpa]	τ_u (+) [Mpa]	τ_{cr} (-) [Mpa]	τ_{max} (-) [Mpa]	τ_u (-) [Mpa]	δ_{cr} (+) [%]	δ_{max} (+) [%]	δ_u (+) [%]	δ_{cr} (-) [%]	δ_{max} (-) [%]	δ_u (-) [%]	Tipo Falla
M1	0	0.54	0.75	0.60	0.54	0.69	0.55	0.12	0.66	0.89	0.12	0.33	0.66	FCF
M2	0	0.54	0.76	0.65	0.41	0.80	a	0.09	0.58	0.72	0.09	0.87	a	FCF
M3	0	0.56	0.81	0.65	0.53	0.73	0.66	0.12	0.65	0.87	0.12	0.47	0.87	FCF
MQ1	0.5	0.84	a	a	0.68	0.92	0.73	0.17	a	a	0.17	0.44	0.65	FCF
MQ2	0.5	0.77	1.06	0.85	0.63	0.97	0.78	0.12	0.45	0.63	0.12	0.56	0.63	FC
MQ3	0.5	0.82	1.09	0.88	0.74	1.00	0.80	0.12	0.60	0.66	0.12	0.47	0.65	FCF

Donde:

FC	: Falla por corte
FCF	: Falla por corte y flexión
a	: Información no disponible

5.6. Curvas envolvente de respuesta

La Figura 5.13 muestra la curva envolvente promedio de los tres (3) muros ensayados bajo carga lateral y la Figura 5.14 muestra la curva envolvente promedio de los tres muros ensayados bajo carga lateral y vertical. Se observó que el comportamiento de todos los muros es similares en el rango elástico, pero conforme incursionan en el rango inelástico se presenta diferencias en la respuesta para una misma demanda de deformación lateral. Esta diferencia es más pronunciada en los muros sin carga axial, por lo tanto se puede afirmar que la carga axial uniformiza la respuesta de los muros. También se observó, el esfuerzo axial (0.5 MPa) en los muros incrementó su resistencia a carga lateral pero redujo su capacidad de deformación, haciendo que los elementos con carga axial tengan una falla más frágil.

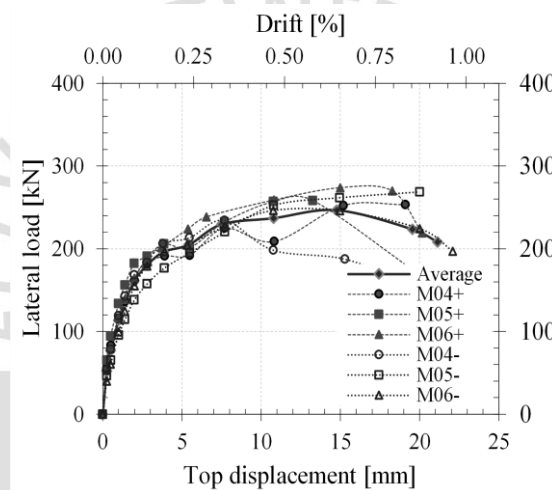


Figura 5.13 - Curvas envolvente en muros M.

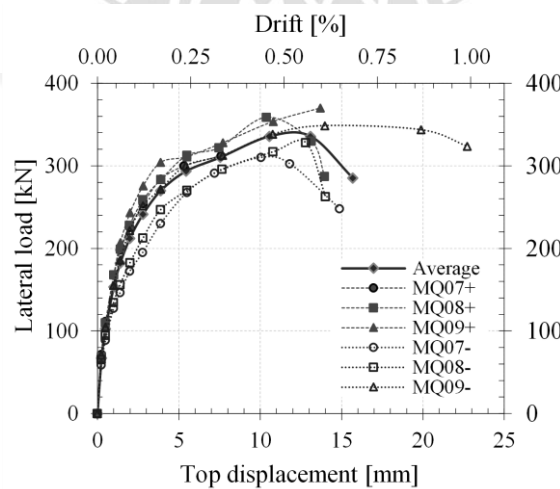


Figura 5.14 - Curvas envolvente en muros MQ.

5.7. Degradación de la rigidez lateral

El método usado para evaluar la rigidez lateral fue considerar la pendiente de la recta que une los puntos máximos extremos de ambos ciclos histeréticos de cada fase, el promedio se consideró como la rigidez lateral asociado una determinado desplazamiento lateral [41].

La Figura 5.15 muestra que la rigidez lateral puede ser obtenida de la pendiente de la línea que conecta el punto máximo positivo A y negativo B para un ciclo de carga. De la misma forma, se puede apreciar que los muros MQ (con esfuerzo axial de 0,5MPa) incrementaron su rigidez elástica en un 25% en comparación con los muros M. Los esfuerzos en tensión generados por la carga lateral son las que generan el agrietamiento del panel de albañilería y se observó que la presencia de la carga vertical reduce estos esfuerzos de tensión, reduciendo la degradación de sus rigidez lateral. Se observa que la rigidez lateral inicial para muros sin carga axial y con carga axial es 150 kN/mm y 188 kN/mm respectivamente, pero ambas se degradan rápidamente hasta alcanzar un drift mayor al 0.15%.

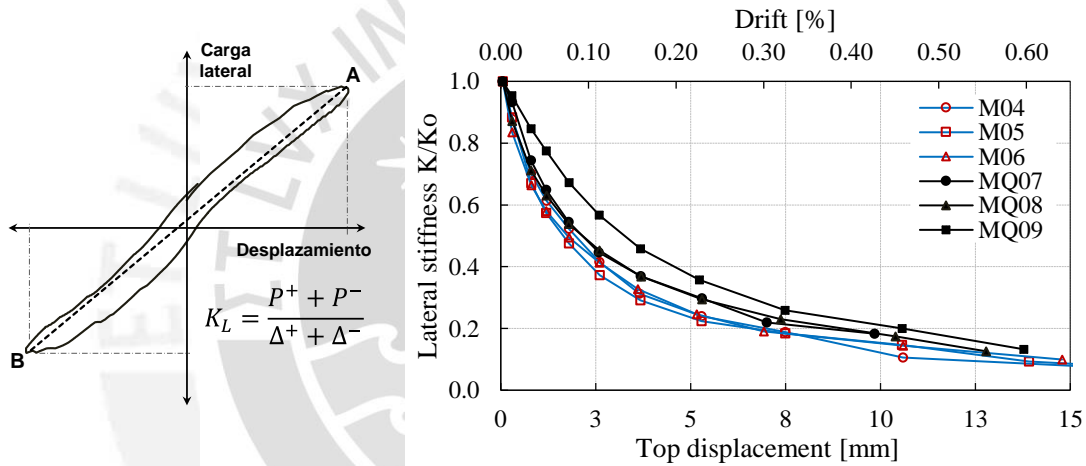


Figura 5.15 - Rigidez lateral equivalente y su degradación bajo carga lateral.

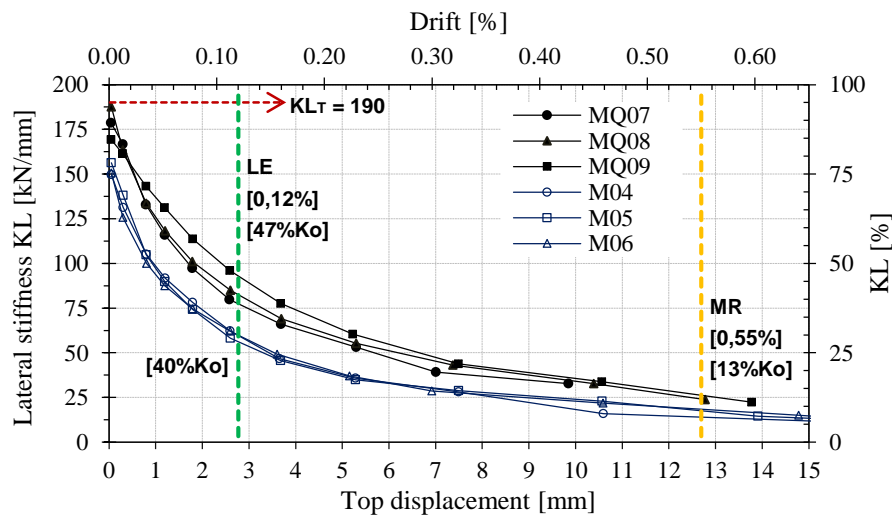


Figura 5.16 - Curvas envolvente y estados límite en muros MQ.

De los resultados obtenidos de cada muro, que fueron agrupados en grupos de 3 (M y MQ), considerando que la carga vertical es un parámetro que controla la degradación de la rigidez. De la Figura 5.16 donde se relaciona la distorsión (drift) con la rigidez lateral de ciclo, se observó que para un drift 0,12% (definido como límite elástico) se asocia una reducción del 47% de la rigidez inicial en los muros MQ y del 40% en los muros M. También, se observó que la rigidez de ciclo se redujo al 13% de la rigidez inicial al momento de alcanzar la resistencia máxima, esto asociado a un drift 0.55%.

5.8. Amortiguamiento

La mayoría de las estructuras son diseñadas para comportarse inelásticamente bajo sismos severos por razones de economía. Las amplitudes de respuesta de las vibraciones inducidas por el sismo dependen del nivel de disipación de energía de las estructuras, que es una función de su capacidad de absorber y disipar la energía por deformaciones dúctiles.

El amortiguamiento es utilizado para caracterizar la habilidad de las estructuras para disipar energía durante la respuesta dinámica. Los valores del amortiguamiento dependen de varios factores, entre estos está la amplitud de la vibración, el material de construcción, los periodos fundamentales de vibración, formas modales y la configuración estructural [43].

La Figura 5.17b muestra la relación entre la energía disipada (en cada fase de ensayo) y la demanda de deformación lateral. Se observa que la presencia del esfuerzo de compresión tiene influencia en la energía disipada, como es sabido comúnmente, a medida que el esfuerzo de carga axial incrementa la resistencia de fricción debido al deslizamiento por corte en las juntas horizontales son incrementados, resultando una mayor disipación de energía y bucles de histéresis más estrechos [44]. Adicionalmente se observa que el efecto del esfuerzo vertical se hizo notable a partir de la Fase 6, que corresponde al límite elástico previamente definido (asociado a un drift 0.125%).

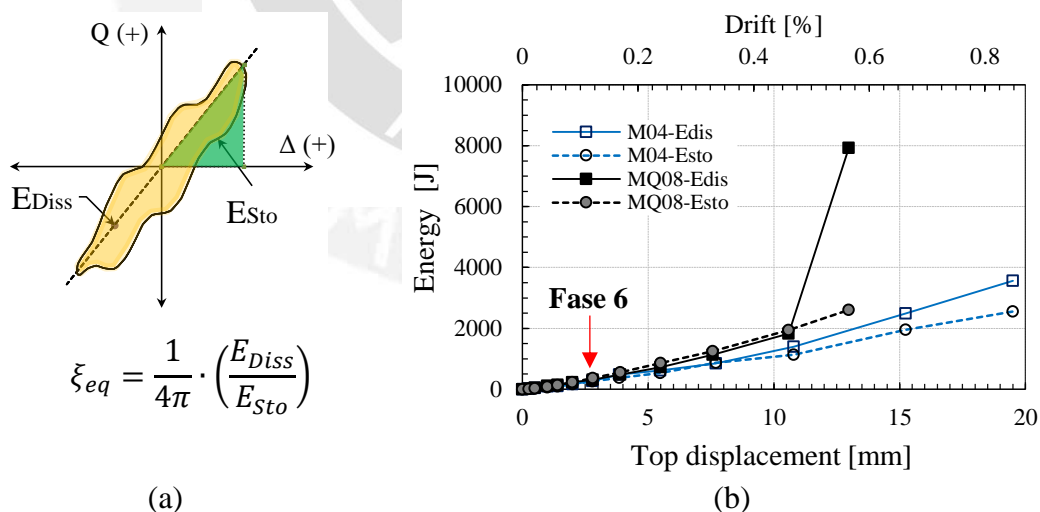


Figura 5.17 - (a) Estimación del amortiguamiento viscoso equivalente (b) Energía disipada y Energía almacenada para muros con y sin carga axial (esfuerzo de compresión 0.5 MPa).

La energía histerética disipada se calculó como un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente (CAVE), representada como ξ_{eq} [15, 44, 45]. Donde, a partir de la relación carga lateral-desplazamiento (Q - Δ), para un desplazamiento máximo de cada

ciclo, el ξ_{eq} puede ser expresado como una función de la energía disipada (E_{Diss}) y la energía elástica (E_{Sto}) inducida por la deformación lateral.

Cuando el valor de CAVE (ξ_{eq}) es alto la energía elástica ingresada al sistema (E_{Sto}) ha sido eficientemente disipada. Esto indica que valores altos del CAVE es mejor para la disipación de energía [44]. La Figura 5.18 muestra los valores de CAVE obtenidos de los ensayos realizados, donde se puede apreciar la influencia de la carga vertical. Los valores del CAVE están entre 5% y 10% antes de llegar el límite elástico (drift 0.125%), mayor al 5% que se suele usar en el diseño de estructuras de albañilería confinada (siendo un valor conservador).

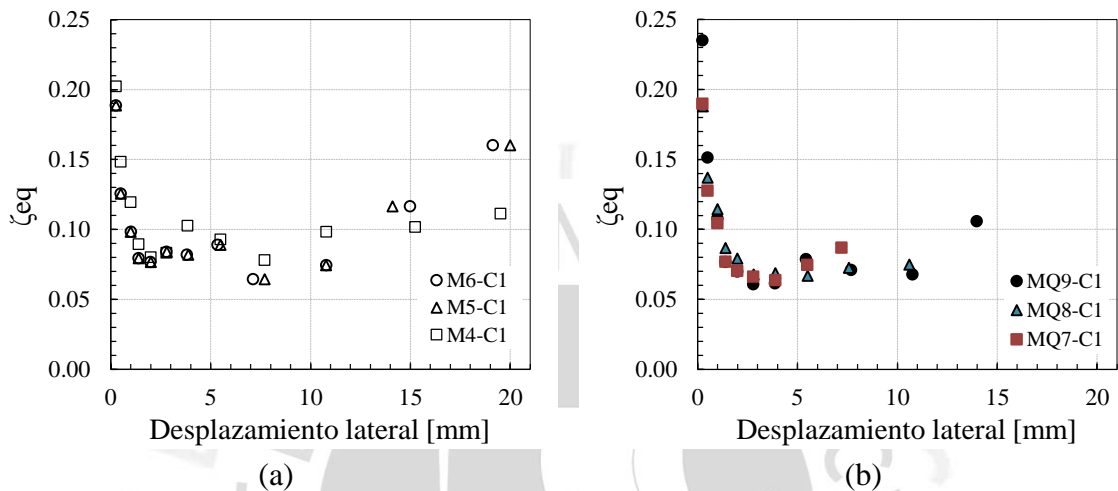


Figura 5.18 - Amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}): (a) Muros M, (b) Muros MQ

5.9. Curva envolvente idealizada

El diseño sísmico basado en desempeño se basa en modelos analíticos capaces de simular el desempeño de estructuras incluyendo la rama de degradación de la resistencia lateral. La curva envolvente es la relación fuerza-deformación y se expresa como una función del nivel de agrietamiento o daño en el muro, el nivel de daño es usado como un parámetro de diseño que es controlado por el drift.

Actualmente, en el Perú esta tipología de muros (especímenes en estudio) es ampliamente usada en la construcción informal como parte de muros estructurales y en construcciones formales como parte de tabiques. Por ello, la necesidad de desarrollar una curva envolvente simplificada de muros de albañilería confinada construida con unidades huecas, que puedan ser usadas para la evaluación sísmica basada en desempeño. En la actualidad en el Perú, el modelo de curva envolvente [26] es una curva bilineal (modelo elasto-plástico) que no considera la degradación de la resistencia lateral. Este modelo enfoca en la predicción del punto de agrietamiento diagonal inicial o límite elástico (asociado a un drift de 1/800) y el punto de resistencia máxima o límite de reparabilidad (asociada a un drift de 1/200) y estas están calibradas solo para unidades sólidas (menor al 30% de vacíos).

El principal objetivo de este ítem es construir una curva simplificada empírica a partir de los resultados obtenidos de los ensayos cíclicos. Para determinar los parámetros del modelo, primero se realizó la curva envolvente del comportamiento histerético del muro tanto para la rama positiva y negativa siguiendo la metodología recomendada en

ASCE/SEI 41Suplement 1 [42]. Esta curva envolvente se obtuvo de unir los desplazamientos máximos de los primeros ciclos para cada fase de ensayo. La curva envolvente simplificada fue definida con tres puntos notables, según los estados límite definidos (agrietamiento, resistencia máxima y estado último).

En la Figura 5.19 se muestra la curva envolvente simplificada con tres puntos notables. Esta curva envolvente de comportamiento histerético de los muros M, se simplificó con una curva trilineal que relaciona el esfuerzo cortante con la distorsión asociada. Estos valores de distorsión fueron obtenidos de los resultados experimentales y siguiendo del criterio propuesto por Tomazevic, M. (1999) [38].

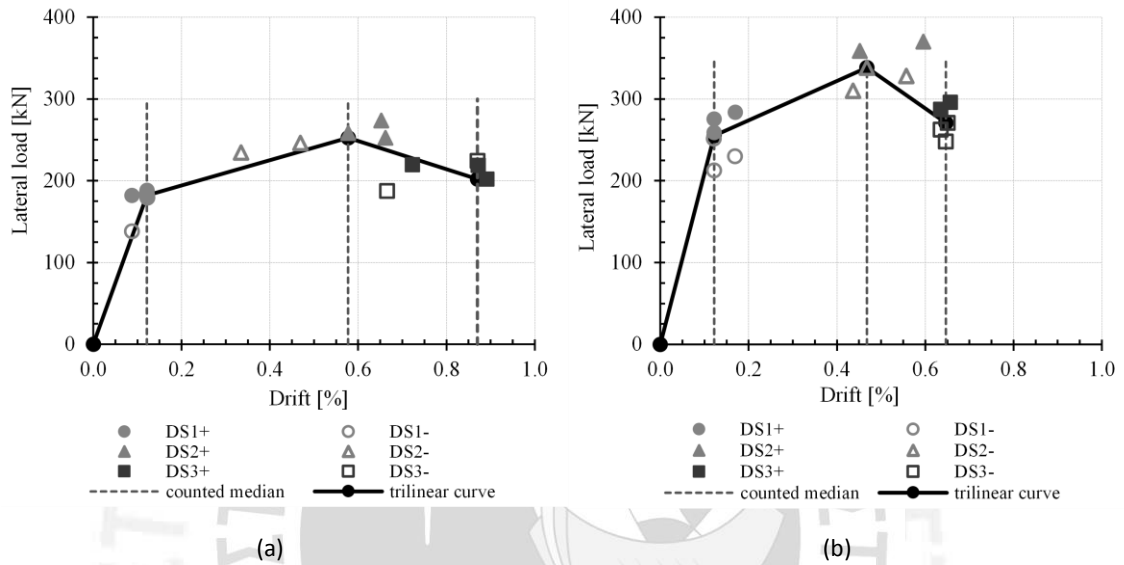


Figura 5.19 - Idealización del comportamiento histerético con una curva trilineal: (a) muros M, (b) muros MQ.

En la Tabla 5.6 se muestran los valores de esfuerzo lateral y desplazamiento relativo para cada estado límite identificado.

Tabla 5.16 - Valores de curva trilineal.

Muros	V _{cr} [kN]	V _{máx} [kN]	V _u [kN]	D _{cr} [%]	D _{máx} [%]	D _u [%]
M	182.1	252.3	201.9	0.12	0.58	0.87
MQ	255.3	338.4	270.7	0.12	0.47	0.65

Capítulo VI

Análisis elástico con elementos finitos de un muro a escala natural

6.1.Introducción

Se construye un modelo de elementos finitos que considera el comportamiento lineal del muro a escala real. Este modelo fue ajustado en base a la información de los ensayos ante carga lateral realizados en una de las configuraciones de los muros a escala real mostradas en capítulos anteriores (carga lateral y axial). En base a estos datos se pretende hacer un análisis en la fase elástica y comparar los desplazamientos, rigideces y esfuerzos a tracción cuando ante la ocurrencia de la primera fisura. Son tres los modelos de comparación, el primero es el resultado del ensayo experimental en laboratorio, el segundo utilizando los conceptos de resistencia de materiales y el otro mediante un análisis de elementos finitos con el uso del SAP2000. Además en el modelo de elementos finitos se evalúa la conexión de elementos de confinamiento (dentado y al ras). Se espera que el análisis ayude a entender el comportamiento del muro en el rango elástico para las solicitaciones aplicadas.

6.2.Descripción de modelos

Se muestra la comparación de algunos resultados (desplazamientos, rigideces y esfuerzos a tracción) para el espécimen MQ02 ensayado bajo carga lateral cíclica y carga axial, según tres modelos de comparación.

6.2.1. Especimen a escala real MQ02

En la Figura 6.1 se muestra un esquema del espécimen (MQ02) donde se muestra la ocurrencia de las primeras 3 fisuras. La línea de color verde corresponde a la primera fisura en el concreto.

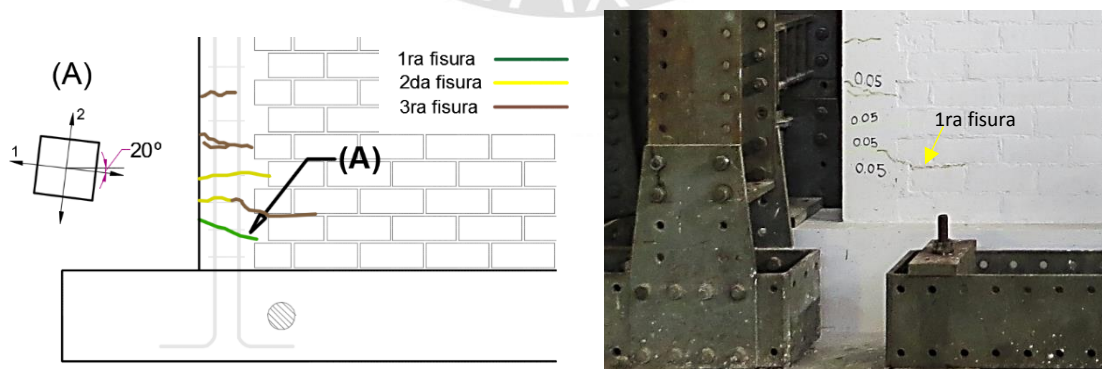


Figura 6.1 - Localización de la primera fisura

En la Figura 6.2 se muestra en lazo histerético en la fase 2 del muro, fase donde aparece la primera fisura. En este grafico se identifica la fuerza alcanzada y su correspondiente desplazamiento donde se obtiene $F=110 \text{ kN}$ y $\delta = 0.50 \text{ mm}$.

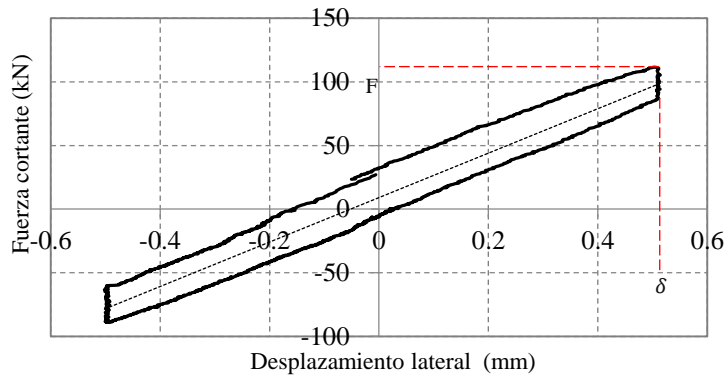


Figura 6.2 - Lazo histérico en Fase 2 del muro MQ02

Es posible calcular la rigidez del modelo con los datos obtenidos

$$K = 220\,000 \text{ kN/m}$$

6.2.2. Modelo de resistencia de materiales

Mediante un modelo sencillo se estima el desplazamiento, rigidez y esfuerzo de tracción por flexión para la fuerza lateral de $F=110 \text{ kN}$ en donde aparece la primera fisura. Para hallar estos resultados se aplica el criterio de sección transformada o sección equivalente (Figura 6.3) lo que significa tener que convertir los elementos de confinamiento vertical en elementos equivalentes de albañilería. De esta manera el ancho de la columna transformada es el ancho de la columna multiplicada por un factor $n = \frac{E_c}{E_m} = 2.9$.

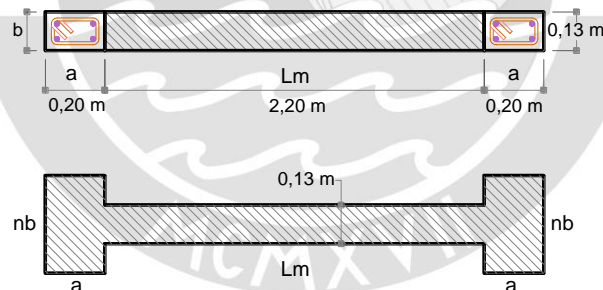


Figura 6.3 - Sección transformada del muro de albañilería

- Desplazamiento horizontal

La deformación total del muro es el resultado de la acción combinada de flexión y corte.

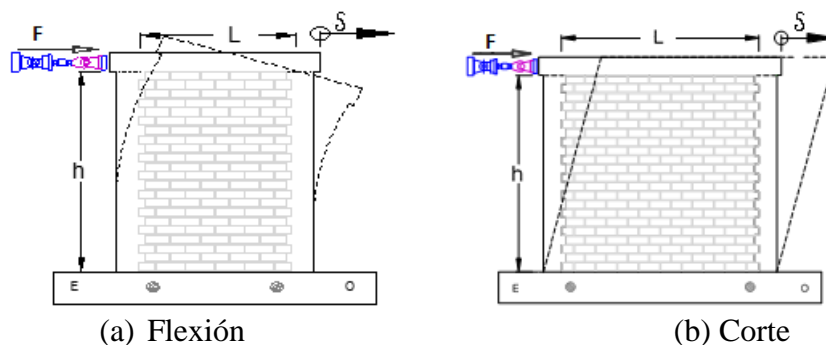


Figura 6.4 - Deformación del muro

Por lo tanto, definiremos la energía de deformación por flexión y corte con la siguiente expresión, luego se reemplaza con los datos del muro.

$$\delta = \delta_f + \delta_v = \frac{Fh^3}{3E_m I} + \frac{Ffh}{G_m A} \quad (7.1)$$

Donde

F	110.00	Fuerza asociada a la primera fisura (kN)
E_m	6 800.00	Módulo de elasticidad experimental (MPa)
G_m	2 050.00	Módulo de corte experimental (MPa)
h	2.30	Altura del muro, desde la base hasta el eje de carga (m)
I	0.33	Momento de inercia de la sección transformada (m ⁴)
f	1.30	Factor de forma, es el área de la sección transformada dividida entre el área del alma.
A	0.44	Área de la sección transversal del muro (m ²)

Reemplazando en δ_f y δ_v

$$\delta = 0.25 + 0.36 = 0.61 \text{ mm}$$

- Rigidez lateral

La rigidez lateral es calculada con la siguiente expresión

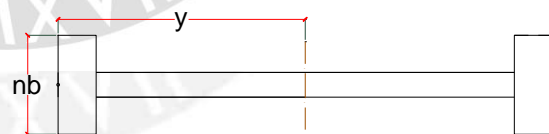
$$K = \frac{F}{\delta} \quad (7.2)$$

$$K = 181\,000 \text{ kN/m}$$

- Esfuerzo de tracción por flexión

El esfuerzo de tracción por flexión del concreto (f_t) se puede expresar de la siguiente forma

$$\frac{f_t}{n} = \frac{My}{I} = \frac{Fhy}{I}$$



Donde

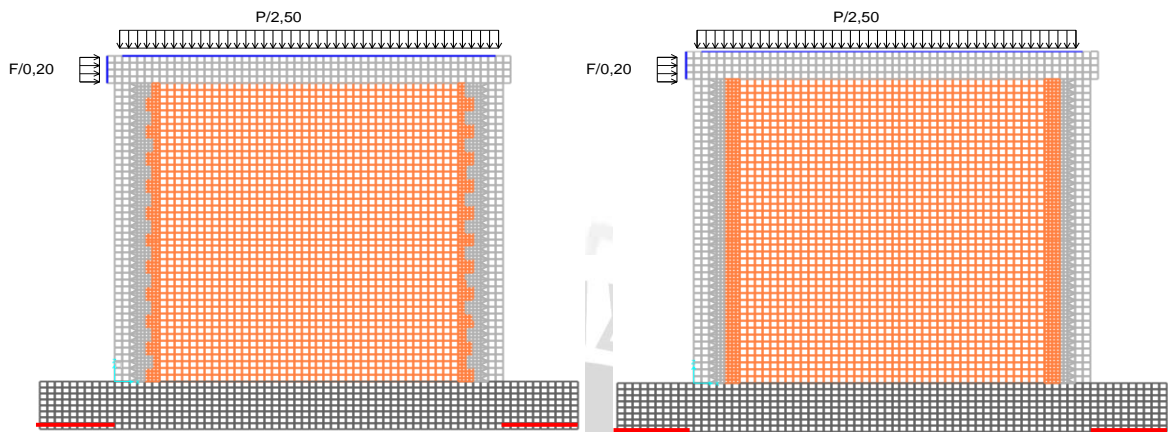
h	:2.30	Altura del muro (m)
y	:1.30	Distancia del centroide al extremo traccionado (m)
n	:2.90	Relación de elasticidades E_c/E_m

La resistencia a tracción por flexión del concreto es

$$f_t = 2.86 \text{ MPa}$$

6.2.3. Modelo de elementos finitos

Se realiza una comparación de dos tipos de muros: el primer muro con conexión al ras y el segundo con conexión dentada donde parte de las columnas de internan en el paño de albañilería a una profundidad de 50 mm. El muro se somete a una carga lateral $F=110$ kN que corresponde a la carga de la primera fisura en el concreto según los resultados experimentales y carga axial de $P=170$ kN (Figura 6.5). Ambas cargas se distribuyen uniformemente en toda la longitud de las vigas metálicas (elementos de color azul).

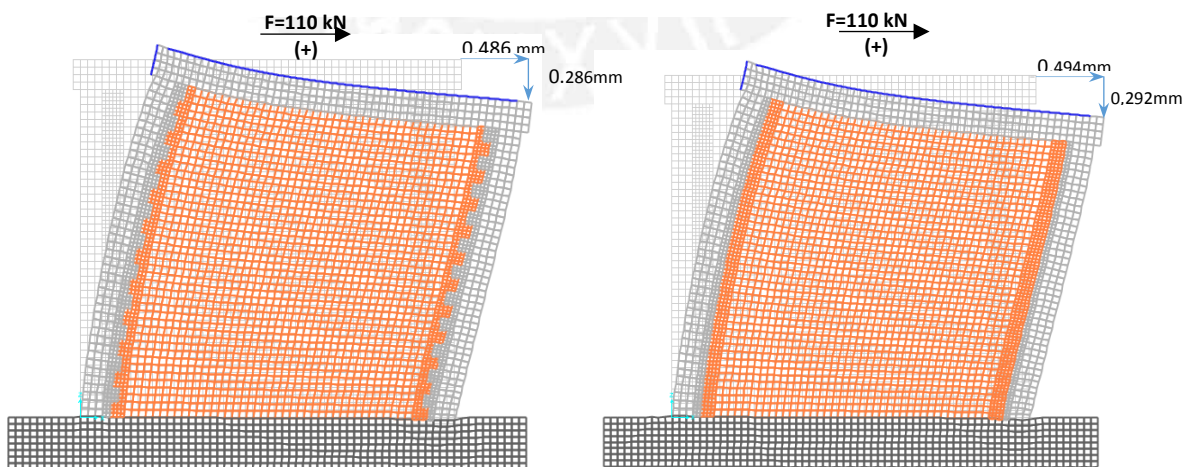


(a) Muro con conexión dentada

(b) Muro con conexión al ras

Figura 6.5 - Aplicación de carga distribuida en el modelo

El muro se secciona en elementos tipo Shell de forma cuadrada de longitud 50 mm y elementos triangulares de 50 mm de base. En el área de conexión los elementos son más pequeños de 25 mm. Las condiciones del ensayo no deben permitir movimiento en la base de la viga de cimentación por ello, se asume la restricción de empotramiento en los extremos de la viga de cimentación de longitud 200 mm (elementos de color rojo) con el fin de reproducir lo ocurrido en el ensayo experimental. En la parte central de la viga de cimentación no tuvo restricción. En la Figura 6.6 se muestra la deformada de los muros para la conexión dentada y conexión al ras. Se observa que el desplazamiento horizontal y vertical para ambas conexiones tienen diferencias mínimas.



(a) Muro con conexión dentada

(b) Muro con conexión al ras

Figura 6.6 - Deformada del muro, escala x1000

La Figura 6.7 muestra la distribución de esfuerzos principales en el modelo numérico. Los esfuerzos máximos de tracción tienen mayor intensidad en la esquina inferior izquierda de ambos muros (A) para una carga lateral que va de izquierda a derecha. Se comparan los esfuerzos en las zonas de esfuerzo máximo a tracción correspondiente a la columna izquierda para ambos tipos de conexiones.

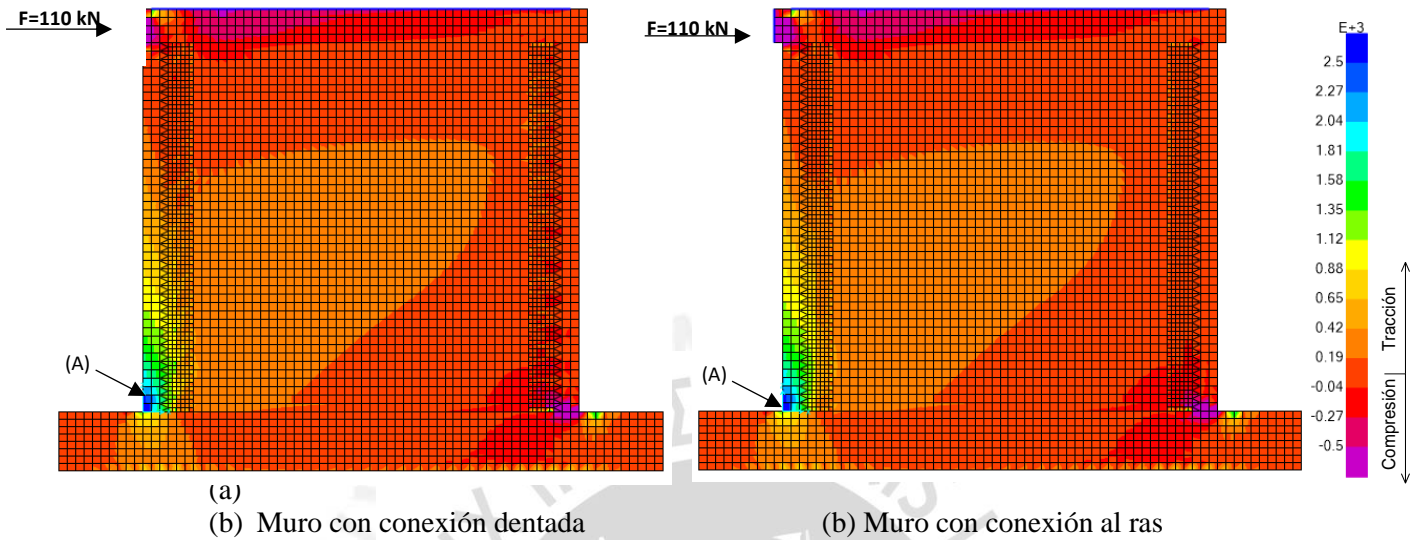


Figura 6.7 - Distribución de esfuerzos principales (MPa)

La Figura 6.8 muestra en detalle el esfuerzo de ambos muros en la zona de tracción. Los esfuerzos de tracción del muro (ft) con conexión dentada son casi similares al muro de conexión al ras, los valores son del orden de 2.13 y 2.16 respectivamente.

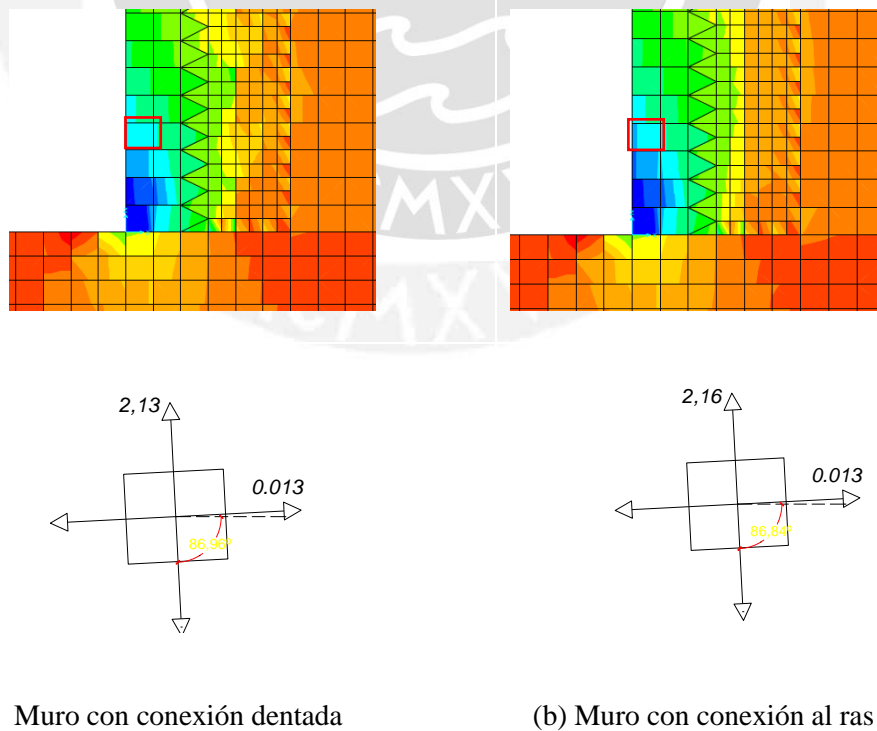


Figura 6.8 - Detalle de esfuerzos principales (MPa), talón de columna izquierda

El dentado no influye en la resistencia y rigidez en el rango elástico pero si tendrá influencia para solicitaciones de carga mayores. El efecto de la conexión dentada está relacionada más con la parte constructiva y ayuda a mantener la integridad de las estructura para cargas mayores.

6.3.Comparación de resultados

La Tabla 6.1 muestra los datos obtenidos para la ocurrencia de la primera fisura en diferentes modelos de análisis.

Tabla 6.1 - Resumen de resultados obtenidos para la ocurrencia de la primera fisura

	F (kN)	D (mm)	K (kN/mm)	ft (MPa)
Trabajo experimental	110	0.50	220 000	-
Modelo mecánico	110	0.61	181 000	2.86
Modelo numérico	110	0.57	193 000	2.13

El desplazamiento y rigidez obtenida tienen un coeficiente de variación cercano al 8%. Se podría decir que el modelo numérico predice los resultados de manera satisfactoria para la ocurrencia de la primera fisura en el rango elástico. También se puede decir que los desplazamientos elásticos de los muros pueden predecirse mediante la resistencia de materiales modelando al muro como un voladizo con deformaciones por corte y por flexión

Para el caso de la resistencia a tracción del concreto se halla mediante la expresión 7.3 obtenida según la Norma E. 060.

$$f_t = 2\sqrt{f'_c} \quad (\text{En Kg/cm}^2) \quad (7.3)$$

Donde: $f'_c = 18\text{MPa}$ es la resistencia a compresión del concreto, según probetas hechas en el laboratorio. Reemplazando en la expresión anterior tenemos

$$f_t = 2.60 \text{ MPa}$$

Los resultados obtenidos para la resistencia a tracción del concreto según la Tabla 6.1 se diferencian en un 15 % en referencia a lo obtenido por la Norma E.060 según la expresión 7.3.

Capítulo VII

Reparación de muros

7.1. Introducción

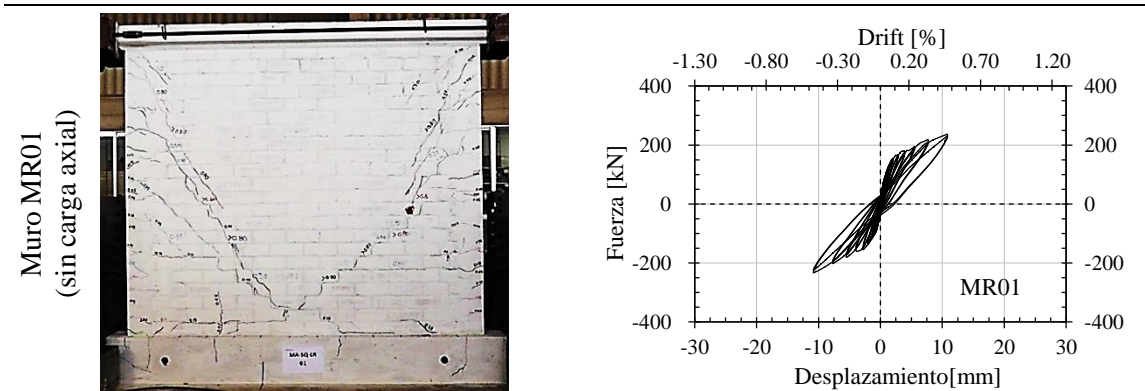
Uno de los daños más comunes en las estructuras durante los sismos es la fracturación o falla de la albañilería que suele ser el problema más frecuente durante un evento de sismo y sus réplicas. La albañilería es un elemento muy vulnerable ante cargas sísmicas en su plano y más aún fuera del plano, lo que ocasiona la mayoría de veces, el colapso total de la estructura. Por lo general la albañilería trabaja como parte del sistema de soporte de la estructura.

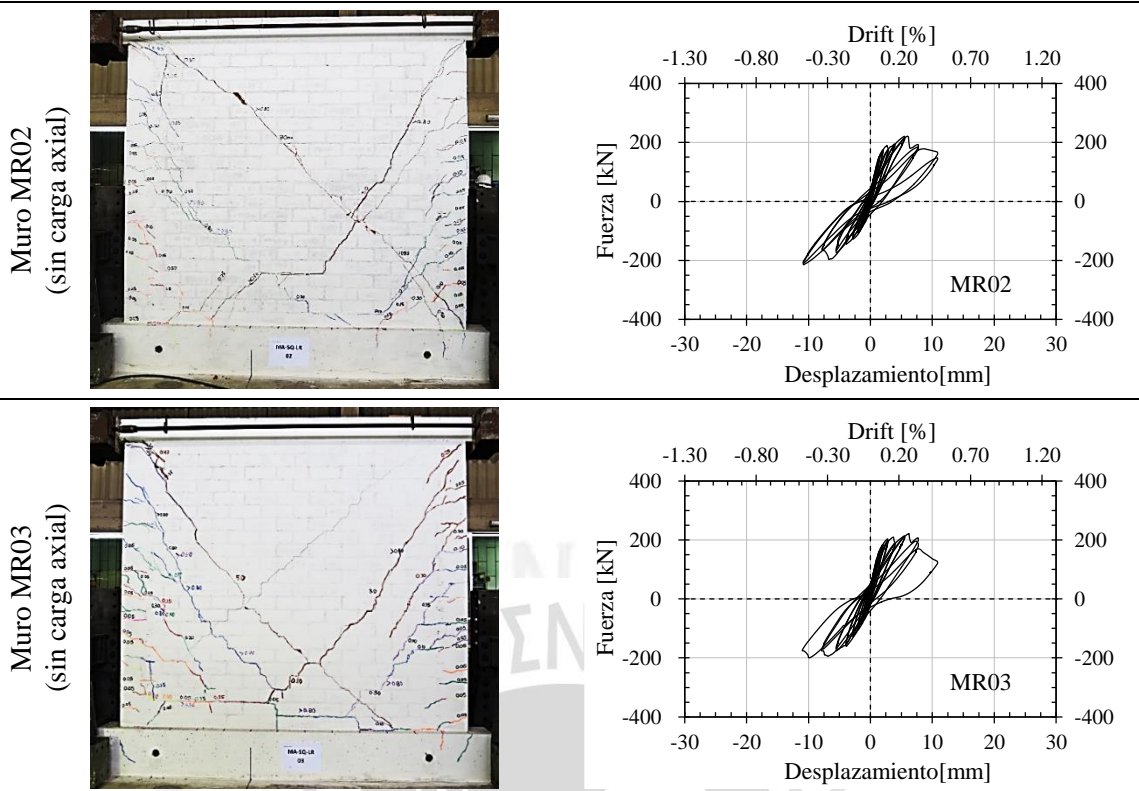
En este capítulo se plantea el reforzamiento exterior con mallas de acero de fabricación artesanal para obtener una técnica adicional entre las ya conocidas que permita ampliar las alternativas de reparación y reforzamiento. El objetivo es conocer el comportamiento de esta técnica de reforzamiento mediante la determinación de la resistencia ante cargas laterales. Más adelante se describirá el comportamiento de los especímenes mediante el análisis de los patrones de agrietamiento, diagramas de histéresis, curvas de capacidad de muros reforzados y la comparación de éstos con muros no reforzados.

7.2. Descripción del espécimen

Se construyen tres muros a escala natural MR01-MR03 que posteriormente fueron reforzados y se denominaron MR01*-MR03*. Las dimensiones del muro, las características físicas y condiciones de carga son iguales a los muros M01-M03 descritos en el capítulo IV, es decir se emplean los mismos materiales y mano de obra. La instrumentación, la técnica de ensayo y el estado de carga también son iguales, además sólo se aplica cargas laterales cíclicas sin la influencia de carga vertical. Los muros tuvieron dos etapas de ensayo, primero fueron ensayados hasta un límite de reparabilidad del orden de 1/200 donde se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal, donde el estado del muro permite repararlo en un tiempo razonable y no hay ningún riesgo de fallo y en una siguiente etapa, luego de aplicado el reforzamiento los muros fueron ensayados nuevamente. La Tabla 7.1 muestra el patrón de falla y el diagrama de histéresis de muros originales.

Tabla 7.1 – Patrón final de agrietamiento y respuesta histerética de los muros originales





La Tabla 7.1 muestra que los muros originales tuvieron una falla por fuerza cortante, puesto que así había sido previsto. En referencia a los lazos histeréticos se observa que las curvas tienden a pasar por el sistema de origen en todos los casos. Los muros MR02 y MR03 tuvieron cierta degradación de rigidez en las últimas fases 9 y 10.

7.3. Muros reparados y reforzados

La técnica de reparación consistió en reforzar con varillas de 4.7 mm con cocada de 150 mm cubiertas con una capa de mortero 1:4, dispuestas en forma horizontal y vertical a cada 150 mm en ambas caras del muro.

7.3.1. Cuantía

Para definir la cuantía de acero de refuerzo para los muros, se tomó en consideración lo especificado por la Norma E.070 [6]. Para ellos se tomaron varillas de 4.7 mm de diámetro, con un área de 17.34 mm².

La fuerza cortante (V_m) fue determinada de la siguiente manera:

$$V_m = 0.5 * t * L * v'_m * \alpha$$

$$V_m = 0.5 * 130 * 2600 * 1.25 * 1$$

$$V_m = 211250N = 211.25 kN \cong 212kN$$

Donde:

- t : Espesor efectivo del muro (mm)
- L : Longitud total del muro, incluyendo las columnas de confinamiento (mm)

- v'_m : Resistencia característica de la albañilería al corte obtenido de ensayos de muretes a compresión diagonal (MPa)
- A : Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez.

Para hallar el refuerzo se divide la fuerza cortante entre el esfuerzo de fluencia del acero de 420 MPa:

$$A_s = \frac{V_m}{f_y} = \frac{212000}{420} = 504 \text{ mm}^2$$

La longitud de acero horizontal y vertical es de 2.25 m para ambos casos, entonces se usaron 16 varillas separadas 150 mm cada una.

$$\text{Área Total} = 16 * 2 * 17.34 = 554.9 \text{ mm}^2 > 504 \text{ mm}^2$$

7.3.2. Procedimiento de reparación y reforzamiento

Luego de ser ensayados los muros MR01-MR03 se procedió a repararlos con el objetivo de recuperar su rigidez inicial y capacidad máxima resistente.

Reparación del muro

Para mayor seguridad, primero se apuntalan los muros con largueros de madera, tal como se muestra en la Figura 7.1.



Figura 7.1 - Apuntalamiento del muro.

Lo siguiente es picar al muro a lo largo de las grietas superiores a 0.80 mm existentes en el muro, con el objetivo de retirar las partículas débiles que pudieran existir en estos espacios y rellenarlos posteriormente con mortero. La dosificación del mortero utilizado es de 1:3 un poco más resistente que el que fue usado en la construcción del paño de albañilería. La figura 7.2 muestra este procedimiento.



Figura 7.2 - Picado de muro a lo largo de grietas.

También se resana las unidades de ladrillo dañadas que pudieran existir en el muro. La mezcla usada es de concreto simple de proporción 1:2:3 de resistencia 21 MPa. Se debe señalar que también se realiza la reparación de las esquinas superiores del muro dado que durante el ensayo fueron dañados moderadamente. Para ello se utiliza la misma calidad del concreto del elemento de confinamiento. Para unir ambos concretos se usa resina epóxica.



Figura 7.3 - Resane de esquinas superiores de elementos de confinamiento (vertical y horizontal).

Se procede a limpiar las superficies de los muros para la correcta adherencia del material a colocar (mortero). Las imágenes muestran el trabajo de limpieza por los técnicos



Figura 7.4 - Limpieza superficial de muros y muro.

A continuación se aplica una lechada de cemento en toda la superficie del muro (cara anterior) para luego hacer el pañeteo con mortero de relación 1:4. El espesor del mortero es de 8 mm aproximadamente.



Figura 7.5 - Pañeteo del muro con mortero 1:4 (izq.) y muro después del pañeteo de 8mm (der.)

Perforación del muro para colocación de malla de refuerzo

Se muestra el esquema de la distribución de perforaciones para la perforación superficial de la cara del muro para la colocación de la malla de refuerzo. Los puntos rojos indican

la ubicación de las perforaciones y los puntos verdes son perforaciones realizadas con el objeto que ajustar la malla al término de su colocación.

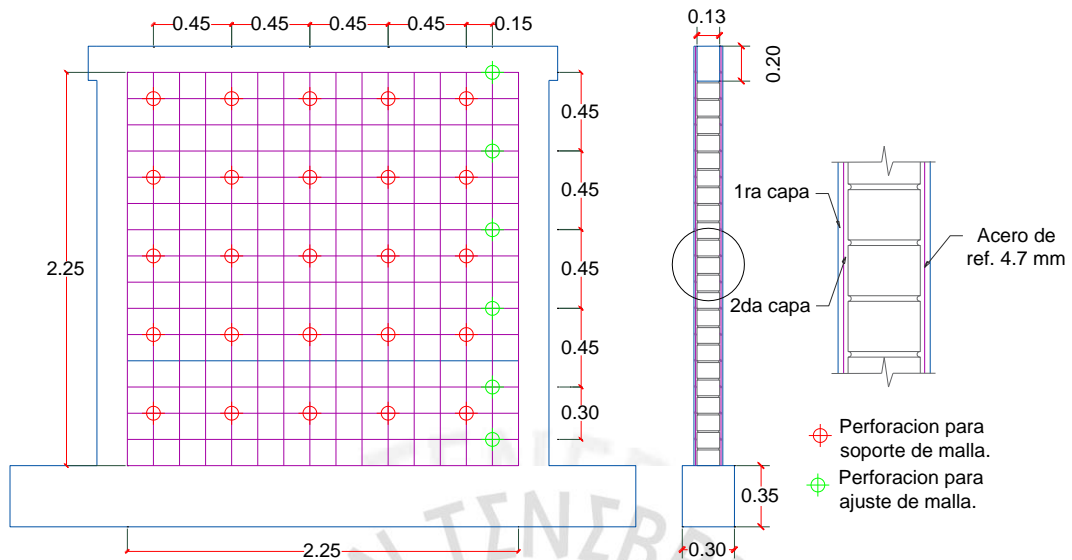


Figura 7.6 - Distribución de las perforaciones para reforzamiento (m)

La Figura 7.7 muestra los trabajos de alineamiento del muro (cara posterior) para marcar la ubicación de los puntos a ser perforados, según el esquema de la Figura 7.6.



Figura 7.7 - Alineamiento horizontal y vertical de los muros para perforación.

Se realizan las perforaciones en la albañilería con un taladro de diámetro $\varnothing \frac{1}{4}$ " cada 0.45m, según el esquema de la Figura 7.7. Se limpian los espacios vacíos en las perforaciones para una correcta adherencia del mortero. Una vez realizadas las perforaciones se pañetea el muro con mortero de dosificación 1:4 y de espesor 8 mm.



Figura 7.8 - Trabajos de perforación de muros mediante el uso del taladro (izq) y muros después del pañeteo (der)

Habilitación de la malla de refuerzo

Se pretende construir una malla de refuerzo de ϕ 4.7 mm con cocada de 150 mm. Para ello, se estira y endereza linealmente los rollos de varillas de 9 metros para posteriormente cortarlos cada 2.25 metro.



Figura 7.9 - Habilitación de rollos de alambre

Construcción de malla de refuerzo

Una vez habilitadas las varillas, se continúa con el armado de las mallas según la distribución de la Figura 7.10. El armado de la malla se realiza en una superficie plana, se atortolan las uniones horizontales y verticales con un alambre N°16 de longitud 30 mm.



Figura 7.10 - Unión de varillas y su distribución final

Colocación de la malla de refuerzo:

Se ubica la malla construida en el muro y se empalma con las perforaciones realizadas anteriormente. Se realiza un atortolamiento en estos nudos con alambre #16. El alambre #8 ubicado en las perforaciones se doblan a 90°



Figura 7.11 - Malla de refuerzo colocada en el muro, alambre #8 doblado a 90° y atortolado de la malla con el alambre #16

Se rellenan los espacios vacíos producidos por las perforaciones con mortero (1:3)



Figura 7.12 - Nudos taponeados (izq.) y detalle del taponeo (der.)

La colocación de los puntos guías en las aristas laterales del muro (tablones de madera), son importantes para la correcta aplicación del mortero. Se aplica una capa superficial de lechada de cemento antes del tarrajeo para una mejor adherencia.



Figura 7.13 - Colocación y ajuste de guías y aplicación de lechada de mortero

Finalmente se tarraja el muro con un mortero con una dosificación de 1:4 y espesor 10 mm en cada cara.



Figura 7.14 - Tarrajeo del muro con mortero 1:4 y acabado final del muro reforzado

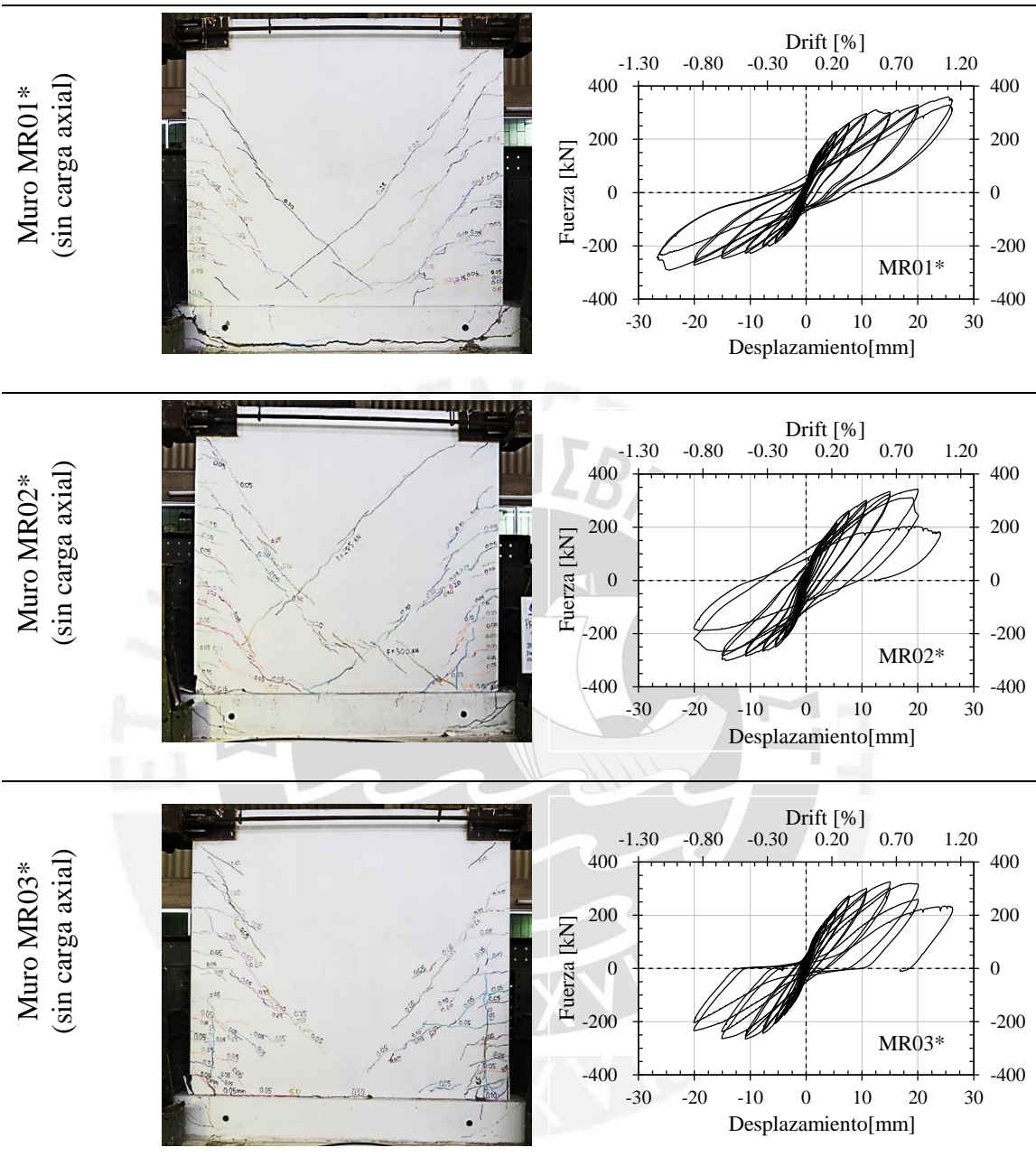
7.4.Resultados

Durante el ensayo se llevó un registro del agrietamiento, se fueron señalando las grietas producidas por efecto de la carga lateral. Se colocaron marcas en forma secuencial según los ciclos y fases del protocolo de ensayo. El señalamiento de grietas solo se realizó en una cara del muro. A continuación se describe el comportamiento de los especímenes mediante, el análisis de los patrones de agrietamiento y el estudio de las curvas de histéresis. Además se indica la forma en que fueron obtenidos los resultados.

7.4.1. Diagramas de lazos histeréticos

Se muestra el diagrama de histéresis para los 3 muros reparados en ella se grafica la carga lateral vs desplazamiento.

Tabla 7.2 – Patrón final de agrietamiento y respuesta histerética de los muros reparados



Hasta la Fase 4, en que se tienen las primeras fisuras, los lazos histeréticos mostraron un comportamiento elástico–lineal. A partir de la fase 5 el área dentro de los lazos histeréticos comenzó a crecer, manteniéndose la tendencia hasta el final de la prueba. La respuesta histerética del muro MR01* y MR03* fue relativamente simétrica en cuanto a los lazos histeréticos que tuvieron la tendencia a pasar por el origen de referencia a diferencia del muro MR02*. El área encerrada en las curvas aumentó con la distorsión en todos los casos y tuvo un comportamiento estable. La resistencia máxima de los muros se alcanzó en la Fase 11 o 12. Los lazos mostraron una tendencia a disminuir la rigidez conforme aumentaba la distorsión. Los muros originales tuvieron una falla predominantemente por fuerza cortante, puesto que así había sido dispuesto, mientras que

los muros reparados tuvieron una falla predominantemente por flexión, aunque finalmente esta falla derivó en deslizamiento en la base del muro.

7.4.2. Envoltente de diagrama de lazos histeréticos

Las envolventes de respuesta fueron trazadas a partir de la respuesta de la carga lateral y el desplazamiento de los especímenes, las envolventes son necesarias para comparar el comportamiento de ambas magnitudes. Las envolventes se construyeron a partir de los valores máximos de la fuerza lateral en cada ciclo con respecto a su desplazamiento.

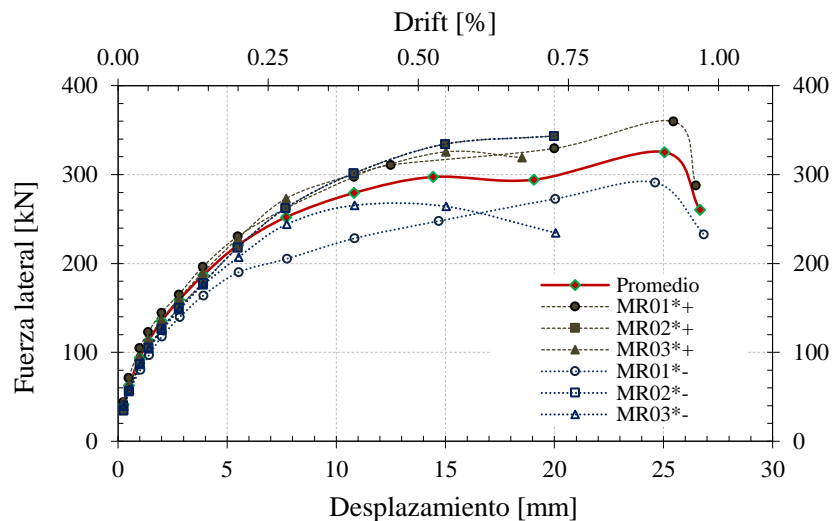


Figura 7.15 – Envoltente de lazos histeréticos de lazos de muros reparados

7.4.3. Rigidez lateral y degradación de rigidez

Rigidez lateral

Para calcular la rigidez lateral se tomó la segunda fase de la gráfica Fuerza – Desplazamiento, donde el comportamiento de los muros fue elástico. La rigidez lateral (K) es la pendiente de un tramo del lazo histerético que representa el comportamiento elástico del muro. Como ejemplo se toma el lazo histerético de la Fase 2 del ciclo 2 del muro MR03 para la determinación de la rigidez lateral (Figura 7.17).

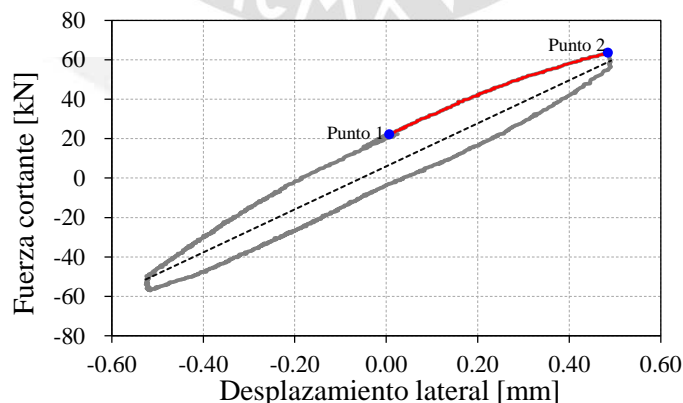


Figura 7.16 – Rigidez lateral del muro MR06

Se tomaron los puntos 1 y 2 mostrados en la Figura 7.18 se puede notar que tanto la fuerza y el desplazamiento son positivos (cuando el actuador empuja al muro).

En la Tabla 7.3 se muestra la rigidez lateral obtenida de los 3 muros reparados

Tabla 7.3 - Rigidez lateral de muros reparados

		Desplazamiento (mm)	Fuerza (kN)	Rigidez lateral (kN/mm)
MR01*	Punto 1	0.0003	20.57	103.63
	Punto 2	0.4889	71.20	
MR02*	Punto 1	0.0005	13.19	85.22
	Punto 2	0.4980	56.19	
MR03*	Punto 1	0.0039	21.89	86.19
	Punto 2	0.4854	63.39	

Degradación de rigidez

La rigidez lateral (K) es la pendiente del lazo histerético que representa el comportamiento elástico del muro. Para ello, se hizo una regresión lineal de cada lazo histerético y se tomó la pendiente. La rigidez lateral por fase se determinó tomando el promedio de rigidez de cada ciclo. La Figura 7.18 muestra una tendencia exponencial decreciente.

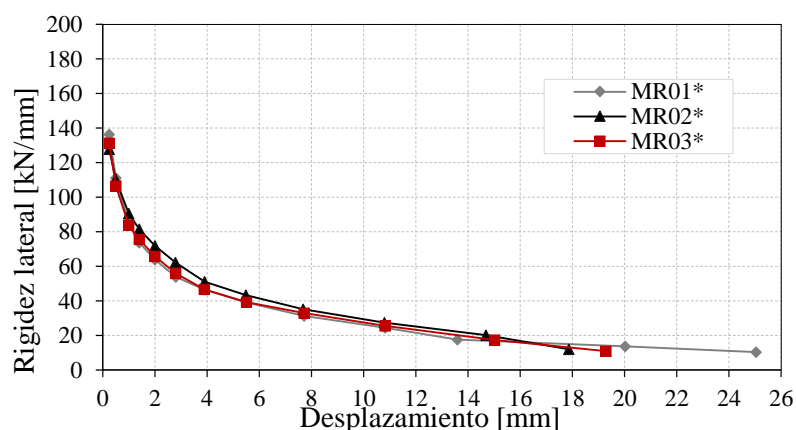


Figura 7.17 - Degradación de rigidez de muros MR01*-MR03*

7.4.4. Módulo de corte

La obtención del módulo de corte experimental se obtuvo tomando los datos de las deformaciones diagonales registradas por los transductores D1 y D2 (d_1 y d_2).

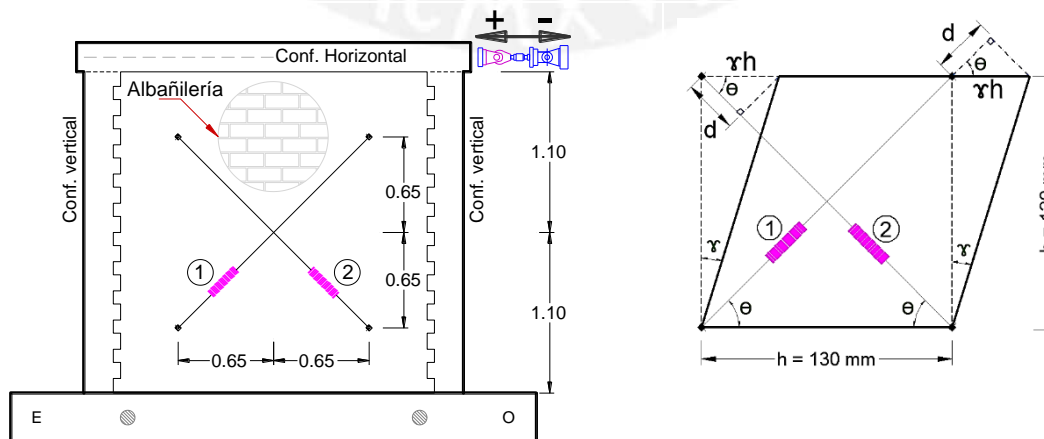


Figura 7.18 - Registro de deformaciones a cortante puro.

Donde:

$$\begin{aligned}
 D &= \sqrt{2} \cdot h = 1850 \text{ mm} && \text{Distancia entre los puntos de la diagonal} \\
 \tau &= \frac{V}{A_c} && \text{Esfuerzo cortante} \\
 \gamma &= \frac{\tau}{G} && \text{Distorsión angular} \\
 d &= (\gamma h) \cdot \cos(\theta) && \text{Deformación en el transductor 1 ó 2}
 \end{aligned}$$

Luego:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{d}{h \cdot \cos(\theta)} = \frac{d}{h \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{2d}{\sqrt{2} \cdot h} = \frac{d_1 + d_2}{D} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$$

Con el objetivo de obtener la distorsión angular asociada al esfuerzo cortante que la produce, se generó la relación entre la fuerza lateral y las deformaciones registradas por los transductores 1 y 2 (Figura 7.19). Se tomaron tramo lineal entre el 90% y 50%.

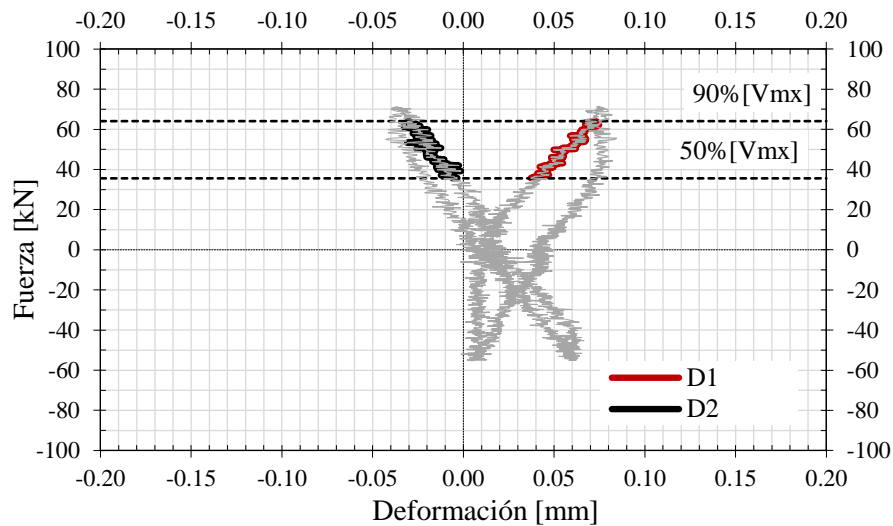


Figura 7.19 - Fuerza vs. Desplazamiento D1 y D2 de Muro MR01*

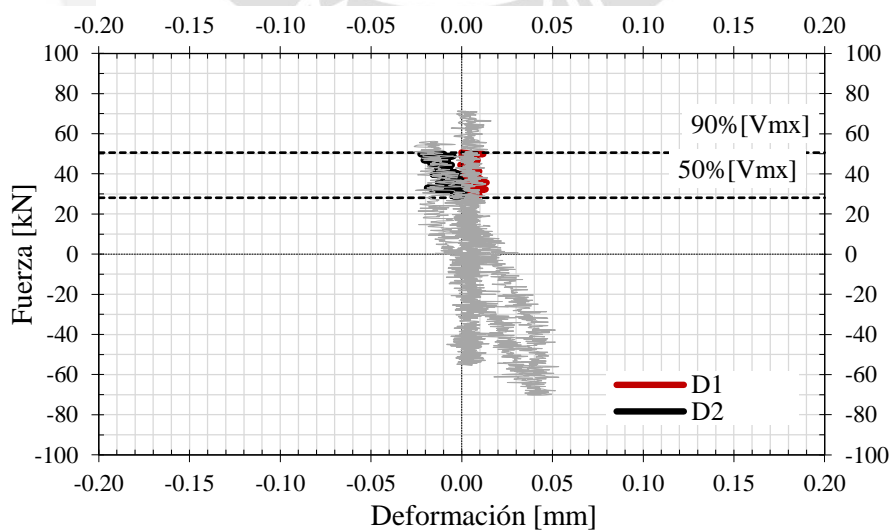


Figura 7.20 - Fuerza vs. Desplazamiento D1 y D2 de Muro MR02*

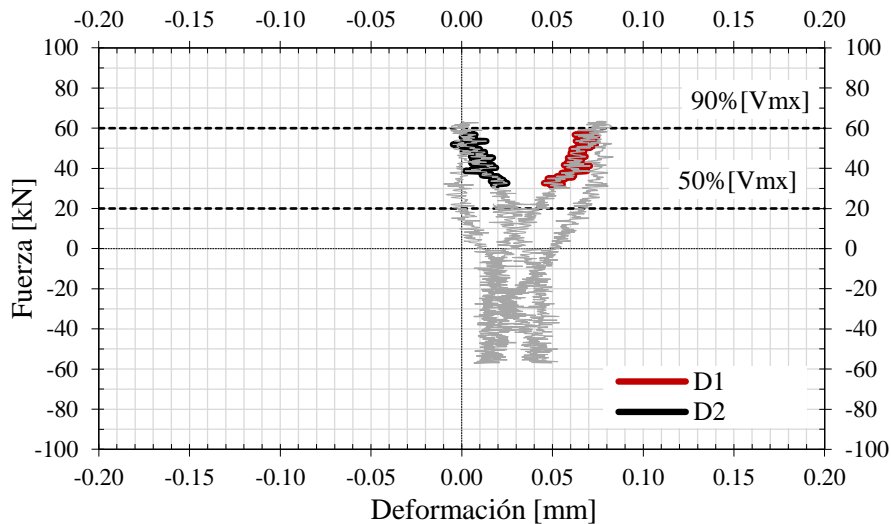


Figura 7.21 - Fuerza vs. Desplazamiento D1 y D2 de Muro MR03*

En las Figuras 7.20, 7.21 y 7.22 se muestra que los desplazamientos están entre -0.04 mm y 0.08 mm, son desplazamientos bastante pequeños lo que no permite hallar adecuadamente el módulo de corte. El módulo de corte obtenido del muro MR01* y MR03* es de 3340 MPa y 4829 MPa respectivamente, para el muro MR02* no se pudo hallar este valor. Los resultados difieren en gran cantidad, es por ello no se hizo la comparación con el módulo de corte obtenido de prismas (muretes).

7.4.5. Energía disipada

El estudio de la disipación de energía a partir del concepto de energía de deformación resulta importante ya que a través de él se puede calificar la respuesta de una estructura ante cargas laterales estáticas y dinámicas. El concepto de energía de deformación se basa en el trabajo realizado por una fuerza al desplazar al cuerpo sobre el que actúa. En términos matemáticos es igual al área bajo la curva carga lateral - deformación. La energía disipada se acumula ciclo a ciclo mediante la suma de áreas encerradas por los lazos histeréticos [46].

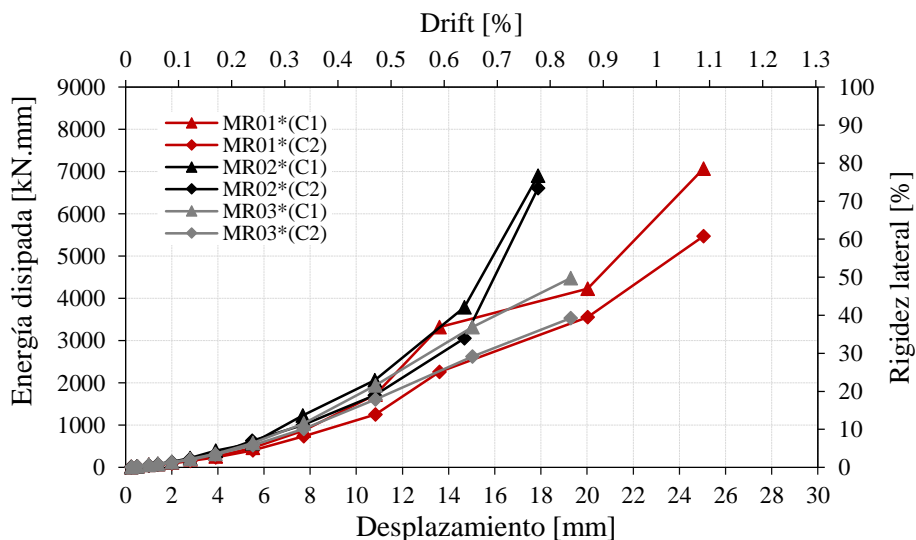


Figura 7.22 – Disipación de energía de muros MR01*-MR03*

En la Figura 7.23 se muestra la energía histerética para cada muro en relación al desplazamiento nominal máximo correspondiente al primer y segundo ciclo de cada fase. Se observa que la energía disipada fue cercana a cero durante el rango elástico. La disipación de la energía conocida como amortiguamiento histerético crece al aumentar el desplazamiento lateral del muro, una vez superado el límite elástico es superado se presentan deformaciones permanentes al agrietamiento del paño de albañilería y elementos confinantes [47].

7.4.6. Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento es responsable de la reducción de los desplazamientos laterales de las estructuras cuyo comportamiento depende de la velocidad de aplicación de las cargas. El amortiguamiento no existe propiamente en ninguna estructura, se emplea únicamente como una simplificación para estudiar lo concerniente a la disipación de energía [48]. La Figura 7.24 muestra que para cada semiciclo se tienen valores entre 5 y 15% mayores que los muros sin reforzamiento que presentan valores entre 5 y 10%.

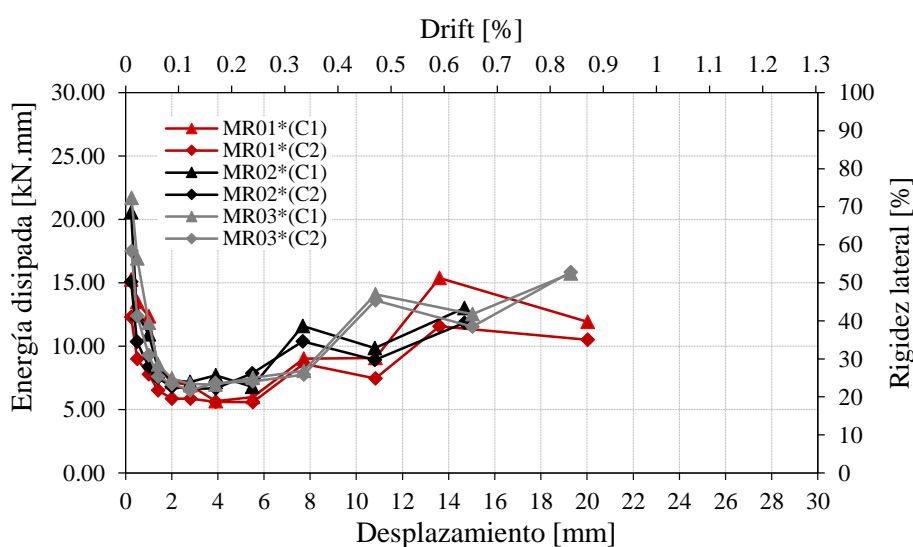


Figura 7.23 – Amortiguamiento viscoso equivalente de muros MR04- MR06

7.5. Análisis comparativo

En este capítulo se presenta el análisis de los resultados obtenidos de los ensayos de los dos especímenes M01-M03 (sin reparación) y MR01*-MR03* (con reparación). En la primera parte se hace una revisión a la resistencia posteriormente se analiza la pérdida de rigidez a lo largo del ensayo.

7.5.1. Envoltente de diagrama de lazos histeréticos

En la Figura 7.25 se muestra la comparación de las envolventes de los dos especímenes. El uso de la malla de acero recubierta con mortero de cemento permitió recuperar e incrementar la capacidad de carga lateral del espécimen sin reparación. La resistencia del muro reparado y reforzado (MR) fue de 330 kN en comparación del muro sin intervención (M) de 250 kN, esto significa una resistencia 1.32 veces mayor. El refuerzo horizontal incrementa la capacidad de deformación del muro reparado.

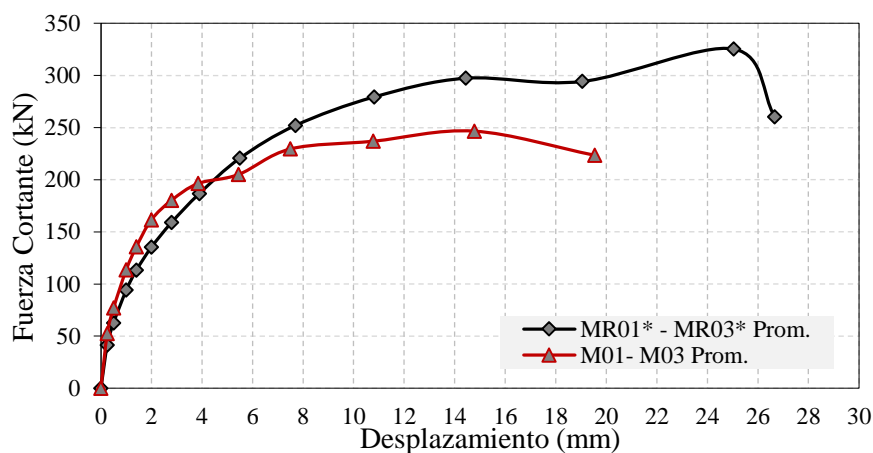


Figura 7.24 – Curvas envolventes de muros M01-M03 y MR01*-MR03*

En las curvas histeréticas de los muros ensayados se distinguió un comportamiento elástico–lineal anterior al primer agrietamiento. Sin embargo, la reserva de resistencia después del agrietamiento cambió de un modelo a otro relacionado con la capacidad del refuerzo horizontal para soportar cargas laterales.

7.5.2. Degradación de rigidez

La degradación de la rigidez de los muros está asociada al aumento de la distorsión y también al nivel de daño ocasionado. La baja rigidez lateral inicial que tuvo el muro rehabilitado se debió a que las fisuras finas existentes tanto en las columnas como en el paño de albañilería no fueron resanadas. Asimismo, el relleno con mortero de las grietas mayores a 0.8 mm si fueron cubiertas. Por ello se recomienda usar un equipo neumático para introducir el mortero en los vacíos existentes.

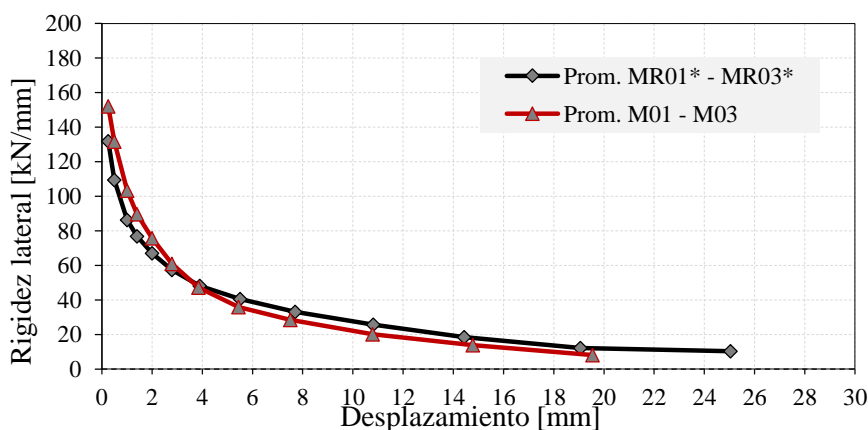


Figura 7.25 – Degradación de rigidez de muros M01-M03 y MR01*-MR03*

En la Figura 7.26 se muestra la degradación de energía para ambos modelos. Se observa una degradación de rigidez decreciente con una tendencia exponencial en ambos muros. La técnica de reparación permitió recuperar el 85% de la rigidez inicial. La rigidez remanente del modelo sin intervención corresponde al 5% de la rigidez inicial, y del modelo reparado de 8 %. Se considera como rigidez remanente a la obtenida para el último ciclo de carga de cada muro. El muro con reforzamiento logro recuperar la rigidez satisfactoriamente.

7.5.3. Modo de falla

La falla del muro reparado fue por flexión, posteriormente se generó un deslizamiento con el pandeo del refuerzo vertical en las bases de las columnas. Al término del ensayo pudo notarse que el reforzamiento permitió distribuir el agrietamiento del paño de albañilería de manera uniforme. Por el contrario al patrón de grietas inclinadas concentradas sobre las diagonales de los paneles de albañilería fue observado en muros sin reforzamiento.

7.6. Análisis de costos

Para poder evaluar la ventaja de este método de reparación de muros de albañilería confinada con refuerzo de malla artesanal, es necesario hacer una comparación de precios tanto para la construcción del muro como de su reparación y reforzamiento. Es importante señalar que la mayoría de la población no cuenta con recursos económicos suficientes para reparaciones costosas, más aún tras la ocurrencia de un desastre. En la mayoría de los casos son los mismos propietarios quienes reparan sus inmuebles generando la autoconstrucción. Por todo ello es necesario contar con técnicas de demandas de costos mínimos y eficientes. También se pretende que no solo se consiga la restitución de la capacidad original del elemento por el contrario que lo supere de tal manera que aporte un mayor nivel de seguridad.

El uso de la técnica de reparación y reforzamientos como técnica de rehabilitación para estructuras de albañilería confinada demuestra un buen comportamiento estructural. Para evaluar la ventaja de este método de reparación de muros de albañilería confinada con mallas de acero es necesario conocer los costos tanto de la construcción como de la reparación y reforzamiento.

Se detalla el costo de mano de obra y materiales para la construcción de 3 muros de albañilería. Las Tablas 7.4 y 7.5 muestran el total de mano de obra y materiales utilizados para la construcción de 3 muros.

a) Construcción del muro

El costo de la mano de obra consiste en el número de días de trabajo y el monto que gana tanto el operario como el ayudante.

Tabla 7.4 – Precios de mano de obra para la construcción del muro

Descripción	Cantidad	Costo soles/día	Días	Subtotal (S./)
Operario	1	155	7	1085.00
Ayudante	1	60	7	420.00
				1505.00

La Tabla 7.5 muestra el precio de los materiales componentes para la construcción de tres muros.

Tabla 7.5 – Precios de materiales para la construcción del muro

Descripción	Cantidad	Unidad	P.U. (S/.)	Subtotal (S/.)
Alambre # 16	19.89	kg	5	99.45
Clavos con cabeza	3.75	kg	3.78	14.18
Acero de refuerzo ½” fy=4200kg/cm2	33.00	Varilla	24.86	820.38
Acero de refuerzo ¼” fy=4200kg/cm2	9.00	Varilla	14.01	126.09
Arena gruesa	2.55	m3	50	127.50
Piedra chancada ½”	0.57	m3	35	19.95
Piedra chancada ¾”	2.64	m3	48.74	128.67
Ladrillo K.K.	832.80	Und.	0.61	508.01
Cemento	42.00	Bolsa	21	882.00
Madera de encofrado	52.41	p2	2.4	125.78
				2852.01

b) Reparación y reforzamiento

El número de días de trabajo total fue dividido en días de trabajo para la reparación y días de trabajo para el 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 duró 2 días, el resanado de estas grietas fue de 2 días y la reparación de los nudos de concreto fue de 1 día. Por lo tanto se tiene una razón de 1.70 días por muro.

Reforzamiento de muros

El pañeteo duró 1 día, el armado de la malla fue de 2 días, la perforación y colocación de la malla duró 2 días y el tarrajeo duró 3 días, dando un total de 8 días para el reforzamiento de los 3 muros. Por lo tanto se tiene una razón de 2.70 días por muro.

Dando un total de 13 días de trabajo por los tres muros, 5 días de reparación y 8 días de reforzamiento.

Tabla 7.6 – Precios de mano de obra para la reparación y reforzamiento

Descripción	Metrado	Costo soles/día	Días	Subtotal (S/.)
Operario	1	155	13	2015.00
Ayudante	1	60	13	780.00
				2795.00

Mediante la aplicación de la técnica de reparación y reforzamiento de los 3 muros, la Tabla 7.7 presenta los precios para la reparación del muro confinado disgregado según los materiales utilizados. Se obtiene el costo total de materiales, correspondiente a S/. 1234.00 nuevos soles.

Tabla 7.7 – Precios de materiales para la reparación y reforzamiento

Descripción	Metrado	Unidad	P.U. (S/.)	Subtotal (S/.)
Cemento	17	Bolsa	21	357.00
Arena fina	1.4	m3	45	63.00
Arena gruesa	0.5	m3	50	25.00
Varillas	192	Und.	0.75	144.00
Alambre #8	24	Kg.	5	120.00
Alambre #16	105	Kg.	5	525.00
				1234.00

En síntesis se muestra la Tabla 7.8 los costos de construcción, reparación y reforzamiento.

Tabla 7.8 – Resumen de costos

Actividad	Costo parcial x 3 muros (S/.)	Costo parcial x 1 muro (S/.)
1 Construcción del muro	4357.01	1452.34
2 Reparación y reforzamiento	4029.00	1343.00

Análisis Costo-Beneficio

El costo de reparación y reforzamiento representa el 92% de la construcción de un muro nuevo. Sin embargo, los beneficios estructurales que proporciona el empleo de la malla artesanal propuesta en brindar seguridad sísmica a la edificación son mayores. Esto se traduce al aumento de la resistencia máxima en 32% y a la recuperación de la rigidez satisfactoriamente. En términos de prevención de riesgo si se desea considerar la construcción de un muro nuevo con el sistema de reparación propuesto se espera que tendrá un mejor comportamiento pero el costo también será más elevado, dado que tendría que adaptarse al sistema estructural existente.

Capítulo VIII

Conclusiones y trabajo futuro

8.1. Conclusiones

El presente trabajo se enfocó en la construcción de curvas de capacidad e identificar tres estados de daño asociados con el desempeño estructural y metodologías de reparación de los muros de albañilería confinada. Con el propósito de que puedan ser usadas para la construcción de funciones de fragilidad. Estas curvas de fragilidad son muy útiles para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de albañilería confinada y para estimar las pérdidas económicas inducidas por sismos. Por tal, el trabajo se dividió en dos fases.

En la primera fase, se realizó la caracterización de los materiales que conforman los muros de albañilería confinada. Con el propósito de estimar el comportamiento de todo el muro, como un elemento monolítico, a través de los elementos que la conforman.

En la segunda fase, se presentó la campaña experimental de muros de albañilería contruidos con unidades de arcilla huecos (45% de vacíos) de fabricación industrial (con procesos de fabricación controlados). Los ensayos se realizaron siguiendo los lineamientos del FEMA 461.

A continuación se presentan las principales conclusiones del trabajo de investigación.

Caracterización de los materiales de la albañilería

Las unidades empleadas, denominadas huecas, han mostrado una falla muy frágil (aplastamiento) en los ensayos de carga axial en pilas. Por ello, no es recomendable su uso como elementos estructurales sometidos a grandes esfuerzos de compresión, tal como lo indica la E.070 [18]. La resistencia a compresión de unidades (f_b) fue 12.30 MPa y el mortero, con una proporción volumétrica 1:4 (cemento: arena), alcanzó una resistencia a compresión (f_j) de 16.50 MPa.

De ensayos en pilas de albañilería, se estimó la resistencia a compresión (f'_m) de 9.45 MPa. El ensayo estuvo controlado por desplazamiento, con velocidad inicial de 0.50 mm/min y al incursionar en el rango no lineal la velocidad se redujo a 0.25 mm/min con el fin de acentuar el punto de inflexión de la curva esfuerzo-deformación. El módulo de elasticidad (E_m) obtenido fue 5700 MPa y se determinó considerando un tramo entre 50% y 20 % del esfuerzo máximo. La resistencia característica de los muretes (v'_m), denominado resistencia a corte, fue 1.25 MPa. El módulo de corte (G_m) fue 2070 MPa y un módulo de Poisson de 0.26. El módulo de corte se determinó de la gráfica esfuerzo-deformación, en un tramo entre 50% y 20% de la resistencia máxima que representa el comportamiento elástico.

Ensayos realizados para la caracterización de los muros de albañilería confinada

Los ensayos cuasi-estáticos se realizaron bajo deformación lateral controlada para todos los casos. Considerando, que el incremento de la deformación fue lo suficientemente pequeña, tal que los efectos dinámicos fueron insignificantes y los estados de daño de

interés se identificaron claramente. Además, estos incrementos de deformación fue lo suficientemente grande, tal que la duración del ensayo no fue excesiva y los efectos del creep no fueron considerados.

En los ensayos cuasi-estáticos se apreció que los muros sin carga vertical (M1, M2 y M3) fallaron por flexión y corte, esto se apreció en la forma de propagación de grietas y sus ángulos de inclinación. En promedio, la resistencia a tensión por flexión fue alcanzada para un drift de 0.03% y una carga lateral de 90 kN, asociados a una reducción del 20% de su rigidez lateral inicial. La resistencia máxima se presentó para un drift de 0.65%, una carga lateral de 250 kN y asociado a una reducción del 90% de su rigidez lateral inicial.

Para el caso de los muros ensayados bajo carga lateral y vertical (MQ1, MQ2 y MQ3), la falla fue controlada por corte, con la presencia de grietas diagonales en forma de X. En promedio, la resistencia a tensión por flexión fue alcanzada para un drift de 0.04% y una carga lateral de 105 kN, asociados a una reducción del 16% de su rigidez lateral inicial. La resistencia máxima se presentó para un drift de 0.47%, una carga lateral de 340 kN y asociado a una reducción del 83% de su rigidez lateral inicial.

Procesamiento e interpretación de resultados

De las curvas envolvente se observó que el comportamiento los muros son similares en el rango elástico, pero conforme incursionan en el rango inelástico se presenta diferencias en la respuesta. Esta diferencia es más pronunciada en los muros sin carga axial, por lo tanto se puede afirmar que la carga axial uniformiza la respuesta de los muros. También se observó, el esfuerzo axial (0.5 MPa) en los muros incrementó su resistencia a carga lateral pero redujo su capacidad de deformación, haciendo que los elementos con carga axial tengan una falla más frágil.

La rigidez lateral se consideró como la pendiente de la recta que une los puntos máximos extremos de los ciclos histeréticos de cada fase. Se observó, que el esfuerzo axial (0.5 MPa) en los muros, incrementó su rigidez elástica en un 25% en comparación con los muros ensayados solo bajo carga lateral. Esto debido a que los esfuerzos en tensión por compresión, generadas por la carga lateral, son las que producen el agrietamiento del panel de albañilería, mientras que la presencia de la carga vertical reduce estos esfuerzos de tensión, reduciendo la degradación de la rigidez lateral.

Ya que el amortiguamiento es utilizado para caracterizar la habilidad de las estructuras en disipar energía durante su respuesta dinámica, se calculó la energía histerética disipada como amortiguamiento viscoso equivalente. Se observó, que los muros con carga axial (MQ1, MQ2 y MQ3) presentaron una mayor cantidad de energía disipada por cada ciclo que los muros sin carga axial (M1, M2 y M3). Por tal, la presencia del esfuerzo de compresión en los muros tiene influencia en la cantidad de energía disipada, ya que el esfuerzo de carga axial incrementó la resistencia de fricción debido al deslizamiento por corte en las juntas horizontales, resultando una mayor disipación de energía y bucles de histéresis más estrechos. Este efecto fue apreciado a partir de la Fase 6 (drift 0.125%) donde el muro alcanza el estado límite de agrietamiento. Los valores del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) están entre 5% y 10% antes de llegar el límite elástico (drift 0.125%), mayor al 5% que se suele usar en el diseño de estructuras de albañilería confinada.

Las curvas de capacidad de los muros fueron simplificadas en curvas trilineales, que relacionan el esfuerzo cortante con la deformación lateral. La curva envolvente simplificada fue definida con tres puntos notables, según los tres estados de daño definidos para estructuras de albañilería: (a) Límite elástico (agrietamiento), donde el desplazamiento del muro excede el límite elástico y se forma la primera grieta significativa en el muro, provocando una degradación significativa de su rigidez inicial, (b) Resistencia máxima, posterior a este punto se presenta una degradación de resistencia asociada a una pronunciada pérdida de rigidez lateral, (c) Estado último, donde la resistencia del sistema se degrada por debajo de un nivel aceptable. Convenientemente, 20% de degradación de la resistencia máxima es aceptable [15]. Los valores de estas curvas simplificadas, para los muros sin carga axial (M) y con carga axial (MQ), se muestran a continuación.

Valores de curva trilineal.

Muros	V_{cr} [kN]	$V_{m\acute{a}x}$ [kN]	V_u [kN]	D_{cr} [%]	$D_{m\acute{a}x}$ [%]	D_u [%]
M	182.1	252.3	201.9	0.12	0.58	0.87
MQ	255.3	338.4	270.7	0.12	0.47	0.65

Además, se observa que la estimación de la capacidad de corte (V_{cr}) con la ecuación propuesta en la E.070 [7], mostró una mejor aproximación en los muros MQ (considerando carga vertical, adicional a la carga lateral) que en los muros M. La relación entre capacidad de corte y carga lateral de agrietamiento de ensayo (V_m/V_{cr}) es aproximadamente 1.15 (+15%) en los muros M y 0.97 (-3%) en los muros MQ.

Ensayos realizados con aplicación de la malla de reforzamiento de acero

El uso de la malla de refuerzo recubierta con mortero de cemento permitió incrementar la capacidad ante cargas laterales y disminuir la tasa de deterioro de la rigidez lateral. Los beneficios estructurales que proporciona el empleo la técnica de reparación y reforzamiento es brindar seguridad sísmica a las edificaciones.

En cuanto al patrón de falla de muros reforzados se observaron varias grietas extendidas, con poco grosor. El refuerzo con malla de acero fue más eficaz para distribuir las grietas uniformemente. En cuanto a su comportamiento se alcanzó un aumento de la resistencia máxima en 32% del muro sin reparación y se logró superar y recuperar la rigidez.

La mayor degradación de rigidez en muros reforzados se presentó para distorsiones pequeñas ocurrido en la Fase 1 para un $\Delta=0.25$ mm, esto se atribuye a las fisuras iniciales por flexión en los elementos verticales de concreto y al reacomodo de las unidades de arcilla dado que no se sellaron fisuras menores a 0.8 mm.

La colocación de la cuantía mínima de refuerzo, correspondiente a la resistencia a carga lateral del muro proporciona resultados favorables para aumentar su resistencia y capacidad de deformación. Por otro lado la colocación de cuantías superiores es antieconómica. La técnica de rehabilitación presentada es técnicamente factible en el área de rehabilitación de estructuras.

Modelo numérico elástico

El modelo numérico elaborado predice los resultados de manera satisfactoria para la ocurrencia de la primera fisura en el rango elástico. El desplazamiento y rigidez obtenida tienen un coeficiente de variación cercano al 8% si se compara con lo obtenido

experimentalmente y el modelo de resistencia de materiales. Los desplazamientos elásticos de los muros pueden predecirse mediante la resistencia de materiales (método de sección transformada) modelando al muro como un voladizo con deformaciones por corte y por flexión.

El dentado en el muro no influye en la resistencia y rigidez en el rango elástico pero si tendrá influencia para solicitaciones de carga mayores. El efecto de la conexión dentada está relacionada más con la parte constructiva y ayuda a mantener la integridad de la estructura para cargas mayores.

8.2.Trabajo futuro

Se espera que en futuros ensayos la malla se conecte con la cimentación a través de anclajes para que de esta forma se evite o se atenué la falla por deslizamiento ocurrida en este trabajo.

A fin de simular las condiciones reales de rehabilitación se debe dejar el esfuerzo vertical sobre la sección del muro. Para ello será necesario apuntalar las zonas dañadas y se pueda llevar a cabo la demolición y reparación de los elementos de confinamiento. Se debe prever que no ocurra alguna separación entre el concreto viejo y nuevo.

Con el objetivo de realizar reforzamiento preventivos sería importante realizar la comparación de un muro de albañilería confinada reforzado con la técnica usada en este trabajo de investigación, para analizar el comportamiento de un muro sin daños y hacer la comparación los resultados obtenidos.

Referencias

- [1] INEI (2007), Instituto nacional de Estadística e Informática. “Censos Nacionales 2007: XI de población y VI de vivienda”
- [2] INEI (2014), Instituto nacional de Estadística e Informática. “Una mirada a Lima Metropolitana”.
- [3] INEI (1993), Censo nacional del año 1993.
- [4] INEI (2015). “Tendencias del crecimiento urbano de Lima metropolitana al año 2015”.
- [5] Flores, R. (2002), “Diagnostico preliminar de la vulnerabilidad sísmica de las autoconstrucciones en Lima”. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [6] Norma técnica de edificación E. 070 “Albañilería”. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, Gobierno del Perú.
- [7] San Bartolomé, A, Quiun, D. y Silva, W. (2011). “Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería”. Fondo Editorial. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [8] San Bartolomé, A. (1994). “Construcciones de albañilería, comportamiento sísmico y diseño estructural. Fondo Editorial. Pontificia Universidad Católica del Perú”, Lima-Perú.
- [9] Naeem, A. y Javed, M. (2013). “Response of inelastic SDOF systems to earthquake loading”. Introduction to Structural Dynamics and Earthquake Engineering. University of Engineering & Technology. Peshawar, Pakistan.
- [10] Blondet, M, et al (2003). “Diagnóstico Preliminar de la Vulnerabilidad Sísmica de la vivienda informal en la ciudad de Lima”.
- [11] Kuroiwa, J. (2002). “Reducción de desastres – Viviendo en armonía con la naturaleza”. Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). Lima, Perú.
- [12] Mosqueira, M. y Tarque, N. (2005). “Recomendaciones Técnicas para Mejorar la Seguridad Sísmica de Viviendas de Albañilería Confinada de la Costa Peruana”. Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- [13] Paredes, G. y Caycho, P. (2009). “Control de la trituration de los ladrillos huecos en muros de albañilería confinada sujetos a carga lateral cíclica”. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- [14] Angles, P. (2008). “Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla”. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- [15] Araoz, T y Velezmoro, J. (2012). “Reforzamiento de viviendas existentes construidas con muros confinados hechos con ladrillos pandereta –segunda etapa”. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- [16] Mamani, P. (2015). “Comportamiento mecánico de muros de albañilería tubular confinada reforzados con malla electrosoldada ante cargas sísmicas y gravitacionales”. Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- [17] Guojue, W., Yingmin, L., Nina, Z. y Ingham, J. (2016), “Testing and modelling the in-plane seismic response of clay brick masonry walls with boundary columns made of precast concrete interlocking blocks” Engineering Structures 131 (2017) 513–529.

- [18] Singhal, V. y Rai, D. (2014), “seismic behavior of confined masonry walls when subjected to in-plane and out-of-plane loading” Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Anchorage, Alaska.
- [19] Colunga, A., Ángeles, A. y Vallejo, S. (2009), “Cyclic behavior of combined and confined masonry walls” *Engineering Structures* 31 (2009) 240–259
- [20] García, J. y Negrete, M. (2008), “Drift-based fragility assessment of confined masonry walls in seismic zones” *Engineering Structures* 31 (2009) 170–181
- [21] Zepeda J. y Alcocer S. (2001), “Comportamiento ante cargas laterales de muros de ladrillos de arcilla perforado y multiperforado”, Área de ingeniería estructural y geotécnica CENAPRED.
- [22] Viviescas, A. (2009). “Modelos simples para el análisis de muros de obra de fábrica cargados en su plano”. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya.
- [23] ASTM C 1314 (2003). “Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms.”
- [24] Hemant B. Kaushik (2009), “Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression”
- [25] ASTM E519 – 02 (2002). “Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages.”
- [26] San Bartolomé, A. (2008). Comentarios a la norma técnica de edificación E.070. Perú: SENCICO.
- [27] Federal Emergency Management Agency (2007). Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components. FEMA Report 461, Washington, D.C.
- [28] San Bartolomé, A. y Quiun, D. (2007). “Design proposal confined masonry buildings” 10th North American Masonry Conference. Missouri, USA.
- [29] Alcocer, S., Arias, J. y Vásquez, A. (2004). “Response assessment of mexican confined masonry structures through shaking table tests”. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada. No. 2130.
- [30] Alcocer, S., Hernández, B. y Sandoval, R. (2013). “Envolvente de Resistencia lateral de piso para estructuras de mampostería confinada”. *Revista de ingeniería sísmica* No. 89 24-54.
- [31] Cuevas, O. y Gilmore, A. (2008). “Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada”. *Revista de ingeniería sísmica* No. 79 25-48.
- [32] Roy, R. y Craig, JR. (2011). *Mechanics of materials*. USA: Jhon Wiley & Sons.
- [33] Brignola, A. et al (2008). “Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test”. *International Journal of Architectural Heritage*, 3: 52-73.
- [34] Froncht M. y Arbor, A. (1931). “Recent advanced in photoelasticity”. *Transaction, ASME*, 55:135-153.
- [35] Wang, C. (1995). “Timoshenko beam-bending solutions in terms of Euler-Bernoulli solutions”. *J. Eng. Mech.* 121:763-765.
- [36] Petry, S. y Beyer, K. (2014). “Influence of boundary conditions and size effect on the drift capacity”. *Engineering Structures* 65:76-88.
- [37] Crisafulli, F. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. Ph.D. Thesis. New Zealand: University of Canterbury.
- [38] Tomazevic, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. Imperial College Press (ICP). London, UK.

- [39] Tomazevic, M (2007). "Damage as a measure for earthquake-resistant design of masonry structure: Slovenian experience". *Can. J. Civ. Eng.* 34:1403-1412.
- [40] Marques, R. & Lourenço, P. (2013). "A model for pushover analysis of confined masonry structures: implementation and validation". *Bull Earthquake Eng* 11:2133-2150.
- [41] Carrillo, J. (2010). Evaluación del comportamiento a cortante de muros de concreto para vivienda por medio de ensayos dinámico. Ph.D. Thesis, UNAM, Mexico.
- [42] Elwood, K. J., et al. (2007). "Update to ASCE/SEI 41 concrete provisions Earthquake Spectra". *Earthquake Spectra*, 23(3), 493-523.
- [43] Elnashai, A. y Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. UK: Jhon Wiley & Sons.
- [44] Guojue, W., Yingmin, L., Nina, Z. y Ingham, J. (2016). "Testing en modelling the in-plane seismic response of clay brick masonry walls with boundary columns made of precast concrete interlocking blocks". *Engineering Structures* 131: 513-529.
- [45] El-Diasity, M., Okail, H., Kamal, O. y Said, M. (2015). "Structural performance of confined masonry walls retrofitted using ferrocement and GFRP under in-plane cyclic loading". *Engineering Structures* 94. 54-69.
- [46] Hernández R. (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". Universidad Autónoma de Querétaro. Tesis de Maestría. México.
- [47] Aguilar, G. y Alcocer, S.M. (2001). "Efectos del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales. Informes Técnicos, Dirección de investigación, Subdirección de estructuras y Geotecnia, CENAPRED"
- [48] Santa María, H. Alcaino, P. Luders, C. (2006). "Experimental Response of Masonry Walls Externally Reinforced with Carbon Fiber Fabrics". *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering* April 18-22, 2006, San Francisco, California, USA

ANEXOS

