

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ
Escuela de Posgrado**



**Comportamiento mecánico de muros de ladrillo pandereta
de espesor de junta de 25 mm sometidos a cargas
laterales y gravitacionales**

Tesis para obtener el grado académico de Magíster en Ingeniería Civil
con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

Bach. Christian Manuel Díaz Esquivel

Asesor:

Mag. Daniel Roberto Quiun Wong


Lima, 2022

Informe de Similitud

Yo, DANIEL ROBERTO QUIUN WONG, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada “Comportamiento mecánico de muros de ladrillo pandereta de espesor de junta de 25 mm sometidos a cargas laterales y gravitacionales”, del autor CHRISTIAN MANUEL DÍAZ ESQUIVEL; dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 25%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 20/02/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lima, 10 de marzo de 2023

Apellidos y nombres del asesor: <u>QUIUN WONG, DANIEL ROBERTO</u>	
DNI: 07800490	Firma:
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-8906-6783	

Para Cutie, Bronco y Blanka.



Agradecimientos

A mi asesor el Mag. Daniel Quiun Wong, por la confianza brindada y asesoría en este trabajo de investigación.

Al Mag. Wilson Silva y el Mag. Daniel Torrealva, por el apoyo en la campaña experimental en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas junto con todo el personal que estuvo desde inicio a fin.

A la Dra. Sandra Santa Cruz, por la asesoría en la redacción de este trabajo de tesis.

A mi abuela Nilda Miguel, mi mamá Erika Esquivel, mi papá Percy Díaz y mi abuelo Pedro Esquivel, por su apoyo familiar e incondicional en el transcurso de esta investigación.

A mi novia Yamilet Huamani, por ser la primera en creer que sí podía realizar esta investigación a pesar de las adversidades y por ser un gran soporte para mí.

A Miguel Huamani, Rossana Sánchez y Estéfano Huamani, por su apoyo especial durante la investigación.

A mis mejores amigos Anatoliy Mavila y Brian Arteaga, por estar siempre apoyándome en todo momento.

A PRODAC, por la donación de las mallas electrosoldadas que se usaron en esta investigación.

A la Pontificia Universidad Católica del Perú, por el apoyo en el financiamiento de los ensayos y la oportunidad de la realización de esta investigación.

A todos los profesores de la Maestría en Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, por sus grandes enseñanzas y gratos momentos.

Finalmente, termino con la misma frase de John Wesley que mencioné en mi tesis de grado y que sigo cada día de mi vida.

**“Haz todo el bien que puedas,
a todas las personas que puedas,
en todas las formas que puedas,
durante todo el tiempo que puedas.”**

Resumen

Un gran porcentaje del total de viviendas informales de la autoconstrucción están hechas con muros de bloques de cemento o ladrillo, lo que significa que se encuentran en un estado de vulnerabilidad ante un evento sísmico. Asimismo, diversos estudios en ladrillos sólidos en las décadas de 1980 y 1990 se realizaron con la finalidad de validar técnicas de reforzamiento y buscar soluciones a este problema de la autoconstrucción sin supervisión ingenieril.

Con el transcurso de las décadas, la situación de la autoconstrucción en el Perú, especialmente de material predominante de ladrillo pandereta, se convirtió en un problema vigente. Por ello, es necesario tener alguna técnica validada que permita reforzar viviendas existentes de ladrillo pandereta. Con la finalidad de validar la técnica de reforzamiento exterior de malla electrosoldada, se realizaron ensayos donde se consideraron que el proceso constructivo y los materiales de construcción fueron similares a los que se tienen en una obra de autoconstrucción sin supervisión ingenieril. Esto se ejecutó con la finalidad de que la validación del refuerzo sea aplicable a casos reales donde el espesor de la junta excede al valor de la NTE E.070 Albañilería (2006) de 15 mm.

El presente trabajo de investigación se enfocó en la validación de la técnica de reforzamiento con malla electrosoldada por ambas caras para muros con junta de 25 mm y tarrajeo de 25 mm. Se ensayaron prismas no reforzados y reforzados con dos capas de malla electrosoldada conectadas entre sí y adheridas superficialmente con mortero de cemento. En total fueron 4 pilas no reforzadas, 4 pilas reforzadas, 4 muretes no reforzados y 4 muretes reforzados para la determinación de las propiedades mecánicas del material y 2 muros (uno reforzado y otro no reforzado) para determinar las curvas de capacidad y propiedades mecánicas. A partir de los resultados del ensayo de carga lateral cíclico con desplazamiento controlado y con carga axial constante de 160 kN, se determinó la degradación de la rigidez lateral y el incremento de la resistencia cuando se refuerza con malla electrosoldada.

Se pudo validar la técnica de refuerzo ya que la falla del muro reforzado fue por flexión y tuvo fisuras imperceptibles para derivas considerables. Se pudo evidenciar que el esfuerzo cortante obtenido del ensayo del muro reforzado fue 25% menor que los resultados de muros reforzados con junta de 15 mm. De igual modo, se pudo determinar curvas de capacidad simplificadas para ambos casos. Para el caso del muro no reforzado y muro reforzado, el límite elástico resultante fue para una deriva de 1.25‰ y un esfuerzo cortante de 0.50 MPa. A pesar de ello, el muro no reforzado llegó al estado último para una deriva de 5‰ con una falla por corte y el muro reforzado llegó al estado último para una deriva de 6.2‰ con una falla por flexión.

Índice

Agradecimientos	iv
Resumen	v
Lista de figuras	ix
Lista de tablas	xi
Nomenclatura	xiv
Capítulo 1. Introducción	18
1. 1. Planteamiento del problema.....	18
1. 2. Justificación	18
1. 3. Objetivos y alcances.	18
1. 3. 1. Objetivo general.	18
1. 3. 2. Objetivos específicos.....	18
1. 3. 3. Alcances.	19
1. 4. Hipótesis	19
1. 5. Metodología	19
Capítulo 2. Estado del arte	21
2. 1. Investigaciones relevantes en unidades de albañilería en el Perú.....	21
2. 1. 1. Correlaciones para unidades sólidas con fines normativos.	21
2. 1. 2. Estudios experimentales recientes en muros de ladrillos huecos de arcilla o ladrillos de concreto.	23
2. 2. Investigaciones sobre el ladrillo pandereta en Perú.....	25
2. 2. 1. Estudios experimentales de muros de ladrillo pandereta.	25
2. 2. 2. Ensayos de pilas y muretes de ladrillo pandereta.....	28
Capítulo 3. Unidades tubulares empleadas en construcciones en Latinoamérica	31
3. 1. Resultados del cuestionario.....	31
3. 1. 1. Bolivia.	31
3. 1. 2. Venezuela.	31
3. 1. 3. Brasil.....	32
3. 1. 4. México.....	33
3. 1. 5. Argentina.	34
3. 1. 6. Ecuador.....	34
3. 2. Caracterización de la unidad.....	35
Capítulo 4. Propiedades y características de los materiales de los especímenes ensayados	36
4. 1. Ladrillo pandereta	36
4. 2. Concreto.....	36
4. 3. Mortero para juntas.	37
4. 4. Mortero para tarrajeo.	37
4. 5. Capping.....	38
4. 6. Acero de refuerzo.....	38
4. 7. Malla electrosoldada.	38
Capítulo 5. Pilas de albañilería tubular	39
5. 1. Pilas no reforzadas	39
5. 1. 1. Características de los especímenes.	39
5. 1. 2. Procedimiento de construcción.....	39
5. 1. 3. Técnica de ensayo.....	40
5. 1. 4. Instrumentación y montaje.	40
5. 1. 5. Fallas observadas en las pilas no reforzadas.	41

5. 1. 6. Cálculo de la resistencia característica a compresión axial de la mampostería no reforzada.	41
5. 1. 7. Cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería no reforzada.	43
5. 2. Pilas reforzadas con malla electrosoldada	45
5. 2. 1. Características de los especímenes.	45
5. 2. 2. Procedimiento de construcción.....	45
5. 2. 3. Técnica de ensayo.....	46
5. 2. 4. Instrumentación y montaje.	46
5. 2. 5. Fallas observadas en las pilas reforzadas.	46
5. 2. 6. Cálculo de la resistencia característica a compresión axial de la mampostería reforzada.	47
5. 2. 7. Cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería reforzada.	48
5. 3. Comparación entre pilas reforzadas y no reforzadas	50
Capítulo 6. Muretes de albañilería tubular	52
6. 1. Muretes no reforzados.....	52
6. 1. 1. Características de los especímenes.	52
6. 1. 2. Procedimiento de construcción.....	52
6. 1. 3. Técnica de ensayo.....	53
6. 1. 4. Instrumentación y montaje.	53
6. 1. 5. Fallas observadas en los muretes no reforzados.....	54
6. 1. 6. Cálculo de la resistencia al corte del ensayo de compresión diagonal de la mampostería no reforzada.	55
6. 1. 7. Cálculo del módulo de corte característico de la mampostería no reforzada.	55
6. 2. Muretes reforzados con malla electrosoldada.....	57
6. 2. 1. Características.....	57
6. 2. 2. Procedimiento de construcción.....	57
6. 2. 3. Técnica de ensayo.....	58
6. 2. 4. Instrumentación y montaje.	58
6. 2. 5. Fallas observadas en los muretes reforzados.....	58
6. 2. 6. Cálculo de la resistencia al corte del ensayo de compresión diagonal de la mampostería reforzada.	59
6. 2. 7. Cálculo del módulo de corte característico de la mampostería reforzada.	60
6. 3. Comparación entre muretes reforzados y no reforzados.....	61
Capítulo 7. Ensayo cuasi-estático de muros de albañilería confinada de ladrillos pandereta	63
7. 1. Análisis teórico y diseño de los muros a escala natural	63
7. 1. 1. Consideraciones del diseño de los elementos de confinamiento de los muros.	63
7. 1. 2. Diseño del reforzamiento con malla electrosoldada.....	67
7. 1. 3. Sección transformada.	67
7. 1. 4. Fisuración en tracción por flexión.....	68
7. 1. 5. Resistencia asociada a la falla por flexión.....	69
7. 1. 6. Tipo de falla esperada en los muros.	69
7. 2. Geometría y construcción de especímenes	69
7. 2. 1. Características de los muros.	69
7. 2. 2. Viga de cimentación.	70
7. 2. 3. Muros de albañilería.	71
7. 2. 4. Columnas de confinamiento.	73
7. 2. 5. Vigas soleras de confinamiento.....	74
7. 2. 6. Colocación de malla electrosoldada.	75

7. 3. Protocolo de ensayo cuasi-estático – FEMA 461	76
7. 4. Determinación de los estados límite de la albañilería confinada de ladrillos pandereta bajo carga lateral.....	76
7. 5. Ensayo cuasi-estático de desplazamiento incremental controlado	77
7. 5. 1. Técnica de ensayo.....	77
7. 5. 2. Fases de ensayo y sistema de carga.....	77
7. 5. 3. Montaje e instrumentación.....	78
Capítulo 8. Análisis e interpretación de resultados de los ensayos de carga cíclica	80
8. 1. Introducción	80
8. 2. Aplicación monotónica de la carga vertical.....	80
8. 2. 1. Módulo de elasticidad de la mampostería no reforzada.....	80
8. 2. 2. Módulo de elasticidad de la mampostería reforzada.....	82
8. 3. Aplicación cuasi-estática de la carga lateral	84
8. 3. 1. Módulo de corte de la mampostería no reforzada.....	84
8. 3. 2. Módulo de corte de la mampostería reforzada.....	85
8. 3. 3. Rotación por flexión.....	86
8. 4. Comportamiento y evolución del daño del muro no reforzado	87
8. 4. 1. Descripción del daño y mecanismo de falla.....	87
8. 4. 2. Comportamiento histerético del espécimen.....	93
8. 4. 3. Curva envolvente de respuesta.....	93
8. 4. 4. Degradación de la rigidez lateral.....	94
8. 4. 5. Curva envolvente simplificada.....	95
8. 5. Comportamiento y evolución del daño del muro reforzado	95
8. 5. 1. Descripción del daño y mecanismo de falla.....	95
8. 5. 2. Comportamiento histerético del espécimen.....	101
8. 5. 3. Curva envolvente de respuesta.....	102
8. 5. 4. Degradación de la rigidez lateral.....	102
8. 5. 5. Curva envolvente simplificada.....	103
Capítulo 9. Comparación con otros ensayos en ladrillos pandereta	104
9. 1. Comparación entre muros no reforzados con carga axial.....	104
9. 2. Comparación entre muros reforzados con carga axial.....	105
9. 3. Comparación entre muros reforzados y no reforzados con carga axial.....	106
9. 4. Corroboración de correlaciones existentes para ladrillos pandereta.....	107
Capítulo 10. Conclusiones y futuras líneas de investigación.....	109
10. 1. Conclusiones	109
10. 2. Líneas de investigación.....	112
Capítulo 11. Referencias bibliográficas	113

Lista de figuras

Figura 2.1: Vista global de los dispositivos empleados en el ensayo de un muro (San Bartolomé, 1983).	21
Figura 2.2: Muro a ensayar (San Bartolomé & Echevarría, 1985).	22
Figura 2.3: Geometría del espécimen ensayado (San Bartolomé et al., 1992).	23
Figura 2.4: Muro M1 sin refuerzo ensayado (Quiun et al., 2005).	23
Figura 2.5: Falla final del muro de arcilla (Angles, 2008).	24
Figura 2.6: Estado final del muro M1 después de la fase armónica (Barr & Pineda, 2011). ..	25
Figura 2.7: Falla final de un muro con carga axial (Pari & Manchego, 2017).	25
Figura 2.8: Estado final de los muros hechos de ladrillo industrial (izquierda) y ladrillo artesanal (derecha) (Lazares & Salinas, 2007).	26
Figura 2.9: Muro sin refuerzo (izquierda) y muro con refuerzo con malla electrosoldada (derecha) por ambas caras (San Bartolomé et al., 2013).	26
Figura 2.10: Muro de ladrillo pandereta ensayado (Zavala et al., 2014).	27
Figura 2.11: Muros ensayados (CISMID, 2017a, 2017b).	27
Figura 2.12: LVDT del muro a ensayar (Díaz et al., 2017).	28
Figura 2.13: Estado último de los muros sometidos a carga cíclica lateral y carga constante de 110 kN (izquierda) y 160 kN (derecha) (Quiun & Mamani, 2017).	28
Figura 2.14: Pilas ensayadas (Sáenz, 2016).	29
Figura 2.15: Murete reforzado con malla electrosoldada (Cevallos & Díaz, 2018).	29
Figura 2.16: Pila reforzada con malla electrosoldada (Bazalar & Espinoza, 2021).	30
Figura 2.17: Modelo elastoplástico preliminar propuesto para muros de ladrillo pandereta sin refuerzo (Díaz, 2021).	30
Figura 2.18: Modelo elastoplástico preliminar propuesto para muros de ladrillo pandereta con refuerzo de malla electrosoldada (Díaz, 2021).	30
Figura 3.1: Ladrillo adobito de Bolivia (Quisberth, 2022).	31
Figura 3.2: Bloque de tres celdas (Varela, 2022).	33
Figura 4.1: Ladrillo pandereta acanalado.	36
Figura 4.2: Malla electrosoldada.	38
Figura 5.1: Dimensiones en milímetros de la pila no reforzada.	39
Figura 5.2: Instrumentación de la pila con medidas en milímetros.	40
Figura 5.3: Curva Fuerza – Desplazamiento del registro de la celda de carga y los LVDT locales de las pilas no reforzadas.	42
Figura 5.4: Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de las pilas no reforzadas.	44
Figura 5.5: Dimensiones en milímetros de la pila reforzada.	45
Figura 5.6: Curva Fuerza – Desplazamiento del registro LVDT local de las pilas reforzadas.	48
Figura 5.7: Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de las pilas reforzadas.	49
Figura 6.1: Dimensiones en milímetros del murete no reforzado.	52
Figura 6.2: Instrumentación del murete con medidas en milímetros.	54
Figura 6.3: Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de los muretes no reforzados.	57
Figura 6.4: Dimensiones en milímetros del murete reforzado.	57
Figura 6.5: Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de los muretes reforzados.	61
Figura 7.1: Muro no reforzado MNR.	66
Figura 7.2: Muro reforzado MR.	67
Figura 7.3: Transformación de la sección de concreto a albañilería.	68
Figura 7.4: Habilitación de acero de viga de cimentación.	70
Figura 7.5: Colocación de tubo de PVC y habilitación de columna.	71
Figura 7.6: Vaciado de concreto de viga de cimentación.	71

Figura 7.7: Uso de escantillón para el asentado de ladrillos.....	71
Figura 7.8: Asentado de ladrillos.....	72
Figura 7.9: Mortero empleado en las juntas verticales y horizontales.....	72
Figura 7.10: Asentado de ladrillos.....	72
Figura 7.11: Muro de albañilería tubular terminado.....	73
Figura 7.12: Tapado de alveolos.....	73
Figura 7.13: Vaciado de concreto de columnas.....	73
Figura 7.14: Columna desencofrada.....	74
Figura 7.15: Armado de la viga solera.....	74
Figura 7.16: Vaciado de concreto en viga.....	74
Figura 7.17: Muro terminado.....	75
Figura 7.18: Conexión de malla electrosoldada en el muro.....	75
Figura 7.19: Muro reforzado MR.....	75
Figura 7.20: Evolución del daño estructural en muros de albañilería confinada (Zúñiga & Terán, 2008).....	76
Figura 7.21: Relación de desplazamientos, distorsión, daño y estados límite (Alcocer et al., 2013).....	76
Figura 7.22: Historia de desplazamientos laterales.....	78
Figura 7.23: Ubicación de los LVDT en milímetros en los muros de albañilería.....	79
Figura 8.1: Carga vertical vs. Desplazamiento vertical – D7 del muro no reforzado MNR. ..	81
Figura 8.2: Carga vertical vs. Desplazamiento vertical – D7 del muro reforzado MR.....	83
Figura 8.3: Registro de deformaciones a cortante puro para deformaciones pequeñas.....	84
Figura 8.4: Relación de carga lateral y deformación D1 y D2 del muro no reforzado MNR..	84
Figura 8.5: Relación de carga lateral y deformación D1 y D2 del muro reforzado MR.....	86
Figura 8.6: Variación de la rotación por flexión del borde superior de los muros ensayados.	87
Figura 8.7: Comportamiento histerético del muro no reforzado MNR.....	93
Figura 8.8: Curva envolvente de respuesta del muro MNR.....	94
Figura 8.9: Rigidez lateral equivalente y la degradación bajo carga cíclica lateral para el muro no reforzado MNR.....	94
Figura 8.10: Curva simplificada del muro no reforzado MNR.....	95
Figura 8.11: Comportamiento histerético del muro reforzado MR.....	102
Figura 8.12: Curva envolvente de respuesta del muro MR.....	102
Figura 8.13: Rigidez lateral equivalente y la degradación bajo carga cíclica lateral para el muro reforzado MR.....	103
Figura 8.14: Curva simplificada del muro reforzado MR.....	103
Figura 9.1: Curvas de capacidad simplificadas de muros confinados de ladrillo industrial pandereta no reforzados con carga axial.....	105
Figura 9.2: Curvas de capacidad simplificadas de muros confinados de ladrillo industrial pandereta reforzados con carga axial.....	106
Figura 9.3: Comparación entre curvas de capacidad simplificada.....	107
Figura 10.1: Variación de la rotación por flexión del borde superior del ensayo del muro MNR y el muro MR.....	110
Figura 10.2: Variación de la rigidez lateral del muro MNR y el muro MR.....	110
Figura 10.3: Comparación entre curvas de capacidad simplificada de muros de ladrillo pandereta.....	112

Lista de tablas

Tabla 3.1: Resultados del cuestionario de Bolivia.....	31
Tabla 3.2: Resultados del cuestionario de Venezuela.....	32
Tabla 3.3: Resultados del cuestionario de Brasil.....	32
Tabla 3.4: Resultados del cuestionario de México.....	33
Tabla 3.5: Resultados del cuestionario de Argentina.....	34
Tabla 3.6: Resultados del cuestionario de Ecuador.....	34
Tabla 3.7: Caracterización de la unidad.....	35
Tabla 4.1: Ficha técnica del ladrillo pandereta acanalado.....	36
Tabla 4.2: Resumen de dosificación para concreto empleado en las vigas de cimentación.....	36
Tabla 4.3: Resumen de dosificación para concreto empleado en las vigas soleras y columnas de confinamiento.....	37
Tabla 4.4: Resumen de dosificación para el mortero para juntas.....	37
Tabla 4.5: Resumen de dosificación para el mortero para tarrajeo.....	37
Tabla 4.6: Diámetros empleados en la construcción.....	38
Tabla 4.7: Ficha técnica de la malla electrosoldada.....	38
Tabla 5.1: Procedimiento para la construcción de pilas no reforzadas.....	39
Tabla 5.2: Descripción de las fallas observadas en las pilas no reforzadas.....	41
Tabla 5.3: Factores de corrección por esbeltez (NTE E.070 Albañilería, 2006).....	42
Tabla 5.4: Resultados de los ensayos de compresión axial de pilas no reforzadas sin considerar el espesor del tarrajeo.....	43
Tabla 5.5: Resultados de los ensayos de compresión axial de pilas no reforzadas considerando el espesor del tarrajeo.....	43
Tabla 5.6: Datos para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería no reforzada.....	44
Tabla 5.7: Resultados para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería no reforzada.....	45
Tabla 5.8: Procedimiento para la construcción de pilas reforzadas.....	45
Tabla 5.9: Descripción de las fallas observadas en las pilas reforzadas.....	46
Tabla 5.10: Resultados de los ensayos de compresión axial de pilas reforzadas.....	48
Tabla 5.11: Datos para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería reforzada.....	49
Tabla 5.12: Resultados para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería reforzada.....	50
Tabla 5.13: Comparación entre pilas no reforzadas.....	50
Tabla 5.14: Comparación entre pilas reforzadas.....	51
Tabla 6.1: Procedimiento para la construcción de muretes no reforzados.....	52
Tabla 6.2: Descripción de las fallas observadas en los muretes no reforzados.....	54
Tabla 6.3: Resultados de los ensayos de compresión diagonal de muretes no reforzados.....	55
Tabla 6.4: Datos para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería no reforzada.....	56
Tabla 6.5: Resultados para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería no reforzada.....	56
Tabla 6.6: Procedimiento para la construcción de muretes reforzados.....	57
Tabla 6.7: Descripción de las fallas observadas en los muretes reforzados.....	58
Tabla 6.8: Resultados de los ensayos de compresión diagonal de muretes reforzados.....	59
Tabla 6.9: Datos para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería reforzada.....	60

Tabla 6.10: Resultados para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería reforzada.	60
Tabla 6.11: Comparación entre muretes no reforzados.	61
Tabla 6.12: Comparación entre muretes reforzados.	62
Tabla 7.1: Propiedades mecánicas de la albañilería no reforzada.	63
Tabla 7.2: Propiedades mecánicas de la albañilería reforzada.	63
Tabla 7.3: Cálculo de la capacidad por corte.	64
Tabla 7.4: Datos para el cálculo de fuerzas internas.	65
Tabla 7.5: Cálculo de fuerzas internas.	65
Tabla 7.6: Diseño por compresión.	66
Tabla 7.7: Diseño por corte por fricción y determinación del refuerzo longitudinal.	66
Tabla 7.8: Cálculo del acero de malla electrosoldada.	67
Tabla 7.9: Cálculo de la inercia equivalente.	68
Tabla 7.10: Cálculo de la capacidad de tracción del concreto.	68
Tabla 7.11: Cálculo de la resistencia asociada a la falla por flexión.	69
Tabla 7.12: Tipo de falla esperada en los muros.	69
Tabla 7.13: Detalle de fases del ensayo de carga cíclica.	78
Tabla 7.14: Registro de desplazamiento en el ensayo de carga cíclica.	78
Tabla 7.15: Instrumentación del ensayo.	79
Tabla 8.1: Información de interés para la determinación del módulo de elasticidad de la albañilería no reforzada.	80
Tabla 8.2: Estimación del módulo de elasticidad de la albañilería no reforzada.	81
Tabla 8.3: Distribución de las deformaciones verticales en el plano del muro no reforzado MNR.	82
Tabla 8.4: Información de interés para la determinación del módulo de elasticidad de la albañilería reforzada.	82
Tabla 8.5: Estimación del módulo de elasticidad de la albañilería reforzada.	83
Tabla 8.6: Distribución de las deformaciones verticales en el plano del muro reforzado MR.	83
Tabla 8.7: Estimación del módulo de corte de la albañilería no reforzada.	85
Tabla 8.8: Estimación del módulo de corte de la albañilería no reforzada.	86
Tabla 8.9: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 1.	87
Tabla 8.10: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 2.	88
Tabla 8.11: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 3.	88
Tabla 8.12: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 4.	89
Tabla 8.13: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 5.	89
Tabla 8.14: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 6.	90
Tabla 8.15: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 7.	90
Tabla 8.16: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 8.	91
Tabla 8.17: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 9.	91
Tabla 8.18: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 10.	92
Tabla 8.19: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 11.	92
Tabla 8.20: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 12.	93
Tabla 8.21: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 1.	96
Tabla 8.22: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 2.	96
Tabla 8.23: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 3.	97
Tabla 8.24: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 4.	97
Tabla 8.25: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 5.	98
Tabla 8.26: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 6.	98
Tabla 8.27: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 7.	99

Tabla 8.28: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 8.	99
Tabla 8.29: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 9.	100
Tabla 8.30: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 10.	100
Tabla 8.31: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 11.	101
Tabla 8.32: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 12.	101
Tabla 9.1: Características de los muros confinados no reforzados de ladrillo industrial pandereta con carga axial con junta normativa (Díaz, 2021).....	104
Tabla 9.2: Características de los muros confinados reforzados de ladrillo industrial pandereta con carga axial con junta normativa (Díaz, 2021).	105



Nomenclatura

A'	:	Área de la sección transformada
A_c	:	Área de corte del muro
A_c	:	Área bruta de la sección transversal de la columna de confinamiento
A_{cf}	:	Área de una columna de confinamiento por corte-fricción
\hat{A}_{cs}	:	Área bruta de la sección transversal de la viga solera
A_n	:	Área del núcleo de la columna de confinamiento
\hat{A}_{ncc}	:	Área final del núcleo confinado de la columna de confinamiento
$\hat{A}_{mín_{sol}}$:	Área del acero mínimo de la sección de la viga solera
$\hat{A}_{mín_{c1}}$:	Área del acero mínimo 1 de la sección de la columna de confinamiento
$\hat{A}_{mín_{c2}}$:	Área del acero mínimo 2 de la sección de la columna de confinamiento
A_s	:	Área de acero instalado en columna de confinamiento
A_{sf}	:	Área del acero vertical por corte-fricción en una columna de confinamiento
A_{st}	:	Área del acero vertical por tracción en una columna de confinamiento
\hat{A}_{sol}	:	Área del acero debido a la resistencia de la sección de la viga de la solera
$A_{S_{malla}}$:	Área del acero instalado de la malla electrosoldada
b_c	:	Ancho de la sección de la columna de confinamiento
b'_c	:	Ancho de la sección transformada de la columna de confinamiento
C	:	Fuerza interna de compresión en la columna de confinamiento
CV	:	Coefficiente de variación
d	:	Deformación en el LVDT D1 (d_1) o D2 (d_2)
D	:	Distancia entre los puntos de la diagonal del muro reforzado o no reforzado
E_c	:	Módulo de elasticidad del concreto
E_m	:	Módulo de elasticidad de la albañilería no reforzada
$E'm$:	Módulo de elasticidad característico de la albañilería no reforzada
E_{mR}	:	Módulo de elasticidad de la albañilería reforzada
$E'm_R$:	Módulo de elasticidad característico de la albañilería reforzada
$E_{m/p}$:	Relación entre módulos de elasticidad del muro no reforzado o reforzado y pila no reforzada o reforzada
E_{MNR}	:	Módulo de elasticidad del muro no reforzado
E_{MR}	:	Módulo de elasticidad del muro reforzado
E_{PNR}	:	Módulo de elasticidad de la pila no reforzada
E_{PR}	:	Módulo de elasticidad de la pila reforzada
f	:	Factor de forma
$f'c$:	Resistencia a compresión del concreto
fb	:	Resistencia a la compresión axial de las unidades de albañilería
$f'b$:	Resistencia característica a la compresión axial de las unidades de albañilería
fm	:	Resistencia a compresión axial de pilas no reforzadas
fm_{prom}	:	Resistencia promedio a compresión axial de pilas no reforzadas
$f'm$:	Resistencia característica a compresión axial de pilas no reforzadas
fm_R	:	Resistencia a compresión axial de pilas reforzadas
fm_{promR}	:	Resistencia promedio a compresión axial de pilas reforzadas
$f'm_R$:	Resistencia característica a compresión axial de pilas reforzadas
fy	:	Resistencia a fluencia del acero de refuerzo
F	:	Fuerza debido al cociente entre M y L
G_m	:	Módulo de corte de la albañilería no reforzada
$G'm$:	Módulo de corte característico de la albañilería no reforzada
G_{mR}	:	Módulo de corte de la albañilería reforzada
$G'm_R$:	Módulo de corte característico de la albañilería reforzada
$G_{m/mu}$:	Relación entre módulos de corte del muro no reforzado o reforzado y murete no reforzado o reforzado
G_{MNR}	:	Módulo de corte del muro no reforzado
G_{MR}	:	Módulo de corte del muro reforzado
G_{MUNR}	:	Módulo de corte del murete no reforzado
G_{MUR}	:	Módulo de corte del murete reforzado
h_c	:	Peralte de la sección de la columna de confinamiento

h'	:	Altura del muro reforzado o no reforzado hasta el eje de aplicación de la carga
h''	:	Distancia vertical y horizontal de extremos de medición de LVDT D1 o D2
H	:	Altura de entrepiso del muro reforzado o no reforzado
H_{MU}	:	Altura del murete reforzado o no reforzado
H_P	:	Altura de la pila reforzada o no reforzada
I_{equi}	:	Inercia equivalente considerando la sección transformada del muro
K	:	Rigidez lateral de la albañilería confinada reforzada o no reforzada
K_0	:	Rigidez lateral inicial de la albañilería confinada no reforzada
K_{0R}	:	Rigidez lateral inicial de la albañilería confinada reforzada
L	:	Longitud del muro incluyendo las columnas de confinamiento
L_7	:	Distancia de medición del LVDT D7
L_{alb}	:	Longitud del muro sin incluir las columnas de confinamiento
Lm	:	Longitud del paño mayor en un muro confinado o 0.5L (lo que sea mayor)
L_{MU}	:	Largo del murete reforzado o no reforzado
L_{MULVDT}	:	Longitud entre las bases del LVDT para muretes reforzados o no reforzados
L_P	:	Largo de la pila reforzada o no reforzada
L_{PLVDT}	:	Longitud entre las bases del LVDT para pilas reforzadas o no reforzadas
M_u	:	Momento flector en un muro producido por el sismo severo
M	:	Momento flector resultante de la resta entre M_u y al momento relacionado a la fuerza cortante asociada al primer agrietamiento diagonal
n	:	Relación entre módulo de elasticidad del concreto y el módulo de elasticidad de la albañilería (reforzada o no reforzada)
N_c	:	Número total de columnas de confinamiento que debe ser mayor o igual a 2
P	:	Carga axial
$P_{35\%}$:	35% de la carga axial máxima aplicada monotónicamente en muros reforzados y no reforzados
$P_{95\%}$:	95% de la carga axial máxima aplicada monotónicamente en muros reforzados y no reforzados
P_c	:	Carga vertical de servicio en una columna de confinamiento
P_t	:	Carga de gravedad tributaria proveniente del muro transversal al que está en análisis
P_g	:	Carga gravitacional de servicio en un muro con sobrecarga reducida
$Pmáx_P$:	Carga axial máxima para pilas reforzadas o no reforzadas
$Pmáx_{MU}$:	Carga máxima para muretes reforzados o no reforzados
$Pmáx_{50\%}$:	50% de la carga axial máxima en el tramo elástico para pilas reforzadas o no reforzadas o muretes reforzados o no reforzados
$Pmáx_{20\%}$:	20% de la carga axial máxima en el tramo elástico para pilas reforzadas o no reforzadas o muretes reforzados o no reforzados
P_{ver}	:	Carga axial aplicada sobre el muro reforzado o no reforzado
R_D	:	Factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas por ductilidad
S_{cocada}	:	Separación de las cocadas de la malla
t_{MU}	:	Espesor del murete reforzado o no reforzado
t	:	Espesor efectivo del muro
T	:	Fuerza interna de tracción en la columna de confinamiento
t_P	:	Espesor de la pila reforzada o no reforzada
vm	:	Resistencia a corte puro para muretes no reforzados
vm_{prom}	:	Resistencia promedio a corte puro para muretes no reforzados
$v'm$:	Resistencia característica a corte puro de muretes no reforzados
vm_R	:	Resistencia a corte puro de muretes reforzados
vm_{prom_R}	:	Resistencia promedio a corte puro de muretes reforzados
$v'm_R$:	Resistencia característica a corte puro para muretes reforzados
V	:	Carga lateral aplicada sobre el muro reforzado o no reforzado
$V_{50\%}$:	50% de la carga lateral aplicada en muros reforzados y no reforzados
$V_{90\%}$:	90% de la carga lateral aplicada en muros reforzados y no reforzados
V_c	:	Fuerza cortante absorbida por una columna de confinamiento ante el sismo severo
Vm	:	Fuerza cortante (lateral) relacionada al primer agrietamiento diagonal de la albañilería no reforzada

Vm_R	:	Fuerza cortante (lateral) relacionada al primer agrietamiento diagonal de la albañilería reforzada
$V_{m\acute{a}x}$:	Fuerza cortante (lateral) máxima de la albañilería no reforzada
$V_{m\acute{a}xR}$:	Fuerza cortante (lateral) máxima de la albañilería reforzada
V_u	:	Fuerza cortante (lateral) última de la albañilería no reforzada
V_{uR}	:	Fuerza cortante (lateral) última de la albañilería reforzada
x_c	:	Centroide en el eje horizontal de la sección transformada de la columna de confinamiento
α	:	Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez
ε	:	Deformación unitaria asociada al LVDT D1 o D2 de muro reforzado o no reforzado
δ	:	Valor empleado para columnas de confinamiento sin muros transversales o con un muro transversal (0.8)
δ''_c	:	Desplazamiento vertical analítico en las columnas de un muro reforzado o no reforzado
δ_h	:	Desplazamiento horizontal en el rango elástico para muretes reforzados o no reforzados
δ_v	:	Desplazamiento vertical en el rango elástico para muretes reforzados o no reforzados
δ''_4	:	Desplazamiento vertical en el LVDT D4
δ''_5	:	Desplazamiento vertical en el LVDT D5
δ''_7	:	Desplazamiento vertical en el LVDT D7
$\delta_{20\%}$:	Desplazamiento vertical al 20% de la carga máxima en el tramo elástico para pilas reforzadas o no reforzadas
$\delta'_{20\%}$:	Desplazamiento al 20% de la carga máxima en el tramo elástico para muretes reforzados o no reforzados
$\delta_{50\%}$:	Desplazamiento vertical al 50% de la carga máxima en el tramo elástico para pilas reforzadas o no reforzadas
$\delta'_{50\%}$:	Desplazamiento al 50% de la carga máxima en el tramo elástico para muretes reforzados o no reforzados
$\delta''_{35\%}$:	Desplazamiento al 35% de la carga axial máxima aplicada monotónicamente en muros reforzados y no reforzados en el LVDT D7
$\delta''_{95\%}$:	Desplazamiento al 35% de la carga axial máxima aplicada monotónicamente en muros reforzados y no reforzados en el LVDT D7
$\Delta\sigma_p$:	Variación de esfuerzos de compresión para pilas reforzadas o no reforzadas
$\Delta Pm\acute{a}x$:	Variación de carga axial máxima en el tramo elástico para pilas reforzadas o no reforzadas o para muretes reforzados o no reforzados
ΔP	:	Variación de la carga axial aplicada monotónicamente en muros reforzados y no reforzados
ΔV	:	Variación de la carga lateral aplicada en muros reforzados y no reforzados
$\Delta\xi_p$:	Variación de deformaciones unitarias axiales para pilas reforzadas o no reforzadas
$\Delta\delta$:	Variación de la deformación axial del LVDT D7 en muros reforzados y no reforzados
$\Delta\delta_p$:	Variación de deformaciones axiales para pilas reforzadas o no reforzadas
$\Delta\tau$:	Esfuerzo cortante en el tramo elástico para muretes reforzados y no reforzados
ϕ	:	Diámetro de barra de acero
ϕ_T	:	Factor de reducción de resistencia para tracción pura (0.9)
ϕ_C	:	Factor de reducción de resistencia para compresión pura cuando se utilicen estribos cerrados (0.7)
ϕ_{cf}	:	Factor de reducción de resistencia para corte-fricción o tracción combinada con corte-fricción (0.85)
θ	:	Ángulo entre D y h''
$\tau_{20\%}$:	Esfuerzo cortante al 20% de la carga máxima para muretes reforzados y no reforzados
$\tau_{50\%}$:	Esfuerzo cortante al 50% de la carga máxima para muretes reforzados y no reforzados
τ	:	Esfuerzo cortante para muro reforzado o no reforzado
$\gamma_{h,v}$:	Deformación angular horizontal y vertical
γ	:	Distorsión angular para muro reforzado o no reforzado
σ	:	Esfuerzo axial sobre el muro reforzado o no reforzado

σ_E	:	Desviación estándar del módulo de elasticidad pila reforzada o no reforzada
σ_G	:	Desviación estándar del módulo de corte del murete reforzado o no reforzado
σ_P	:	Desviación estándar de la resistencia a compresión axial de pila reforzada o no reforzada
σ_{MU}	:	Desviación estándar de la resistencia a compresión axial de murete reforzado o no reforzado
$\sigma_{20\%P}$:	Esfuerzo axial al 20% de la carga máxima para pilas reforzadas o no reforzadas
$\sigma_{50\%P}$:	Esfuerzo axial al 50% de la carga máxima para pilas reforzadas o no reforzadas



Capítulo 1. Introducción

Este capítulo presenta el contexto del problema de estudio sobre la albañilería confinada de ladrillos tubulares, los objetivos y alcances respectivos, hipótesis, justificación y metodología empleada.

1. 1. Planteamiento del problema

Los resultados del Censo Nacional 2017: XII de Población y VII de Vivienda del Perú, revelaron que el 55,8% del total de viviendas están hechas con muros de bloques de cemento o ladrillo (Instituto Nacional de Estadística, 2018). Asimismo, se realizaron diversos ensayos en ladrillos sólidos en las décadas de 1980 y 1990 especialmente en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

La albañilería de muros de ladrillos pandereta es un sistema usado indebidamente, pero muy popular en las zonas de alta sismicidad. Este tipo de edificaciones llega a tener hasta 5 pisos en suelos de baja capacidad portante, lo que implica un grave riesgo para la vida de las personas que habitan casas construidas sin supervisión ingenieril. Por otro lado, se han realizado ensayos experimentales en muros y prismas de ladrillo pandereta con y sin refuerzo externo de malla electrosoldada con la finalidad de establecer una técnica de reforzamiento para viviendas existentes. De estas investigaciones realizadas en la PUCP y el CISMID, se obtuvo que el refuerzo por ambas caras duplica en promedio la resistencia al corte y permite que se cumpla con la deriva máxima inelástica indicada en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente (2019).

Sin embargo, los muros ensayados no son del todo representativos de la realidad de la autoconstrucción. En realidad, se construyen sin asesoría técnica, no se respetan los tiempos de curado, las juntas no son uniformes y son gruesas o incompletas, no se controlan los valores de las resistencias del concreto y los agregados se mezclan en superficies con polvo. Estas consideraciones sí se tomaron en cuenta en los ensayos previos a esta investigación. Por eso, existe la necesidad de validar una técnica de refuerzo que sea aplicable para las edificaciones de albañilería tubular similares a lo que se realiza en la práctica informal de la autoconstrucción. En este caso, se propone el uso de refuerzo externo de malla electrosoldada en ambas caras. De esta manera, se dotaría de mayor rigidez y resistencia a este tipo de construcciones para que la edificación no colapse y sus ocupantes puedan evacuar en caso de un gran sismo.

1. 2. Justificación

Esta investigación propone un método validado de refuerzo con malla electrosoldada mediante ensayos de muros y esta técnica permitirá realizar campañas de reforzamiento en diversas partes del país, previa caracterización de las viviendas. Se contribuirá con la caracterización de las propiedades mecánicas de la albañilería reforzada y no reforzada a partir de ensayos de prismas y estos resultados se podrán usar en estudios analíticos. Asimismo, se caracterizará el uso de la unidad tubular en Latinoamérica para fines comparativos con el Perú.

1. 3. Objetivos y alcances.

1. 3. 1. Objetivo general.

El objetivo principal es validar la técnica de reforzamiento con malla electrosoldada para muros de ladrillo pandereta típicos de la construcción de viviendas informales en el Perú.

1. 3. 2. Objetivos específicos.

- Presentar el estado del arte sobre investigaciones relevantes en unidades de albañilería e investigaciones sobre el ladrillo pandereta en el Perú a través de una síntesis de la información existente.
- Describir el uso de la unidad tubular en edificaciones de muros de mampostería en Latinoamérica.

- Caracterizar las propiedades mecánicas de la albañilería tubular reforzada y no reforzada mediante procedimientos estándar (ensayos de pilas y muretes).
- Evaluar el comportamiento ante cargas cíclicas y gravitacionales de los muros de albañilería tubular reforzada y no reforzada en comparación con los resultados de estudios previos.
- Determinar relaciones entre las propiedades mecánicas de especímenes contruidos sin asesoría técnica. Comparar estos resultados obtenidos con los obtenidos en ensayos previos.

1. 3. 3. Alcances.

La presente investigación propone el refuerzo de muros confinados de ladrillo pandereta con malla electrosoldada en viviendas existentes. Estos muros fueron sometidos a ensayos de carga lateral y axial en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP y, además, se ensayaron prismas de ladrillo pandereta mediante ensayos de compresión axial y diagonal. Se obtuvo la curva de capacidad de cada uno de los muros y, luego, se identificó su comportamiento sísmico mediante estados de daño. Se ajustaron las relaciones existentes entre las propiedades mecánicas de los muros de ladrillos pandereta reforzado.

1. 4. Hipótesis

Se espera obtener menor resistencia y menor rigidez producto del uso de mayor grosor de la junta de 25 mm en muros y prismas; esto implica que se tiene mayor daño en comparación con investigaciones anteriores donde se empleó un grosor de junta de 15 mm en promedio. Se obtienen curvas de capacidad con resistencias menores que muros reforzados de juntas de 10 a 15 mm. Respecto a los ensayos de prismas, se espera menor resistencia a compresión y a corte por el grosor excedido de las juntas. Esto se debe a que se ha demostrado que el excesivo espesor de juntas reduce la resistencia de los prismas.

1. 5. Metodología

La presente investigación sigue la presente metodología de trabajo como se detalla a continuación.

- a) Recopilación bibliográfica
Se buscaron investigaciones relevantes en muros hechos con unidades de albañilería en el Perú e investigaciones sobre el ladrillo pandereta en el Perú y se sintetizó la información existente.
- b) Caracterización del uso de unidades tubulares en edificaciones en Latinoamérica
A través de un cuestionario, se caracterizó el uso de la unidad tubular de acuerdo a las respuestas y descripciones obtenidas.
- c) Obtención de propiedades mecánicas
Se realizó el ensayo de compresión de pilas de albañilería reforzada y no reforzada para conseguir la resistencia característica a compresión axial y el módulo de elasticidad característico del material. Asimismo, se realizó el ensayo de compresión diagonal de muretes para determinar la resistencia característica al corte y el módulo de corte característico del material. Se ensayaron 4 pilas no reforzadas, 4 pilas reforzadas con malla electrosoldada por ambas caras, 4 muretes no reforzados y 4 muretes reforzados con malla electrosoldada por ambas caras conectadas entre sí, y adheridas con mortero de cemento.
- d) Análisis experimental de muros
Se construyeron 2 muros a escala natural (2.675 m x 0.16 m x 2.48 m). Un muro fue reforzado con malla electrosoldada por ambas caras y el otro no. Ambos muros fueron sometidos a una carga axial aproximadamente constante representativa de 3 niveles (160 kN) (Quiun & Mamani, 2017). Fueron ensayados bajo acciones laterales cíclicas en su plano con desplazamiento lateral controlado de acuerdo a los lineamientos del

FEMA 461 (2007) y el precedente de Pari y Manchego (2017). Siguiendo las consideraciones de Pari y Manchego (2017), se prefijaron ciertos valores del desplazamiento lateral que incluyen el comportamiento elástico e inelástico del muro.

e) Análisis e interpretación de resultados de los ensayos de los muros

Se obtuvieron las curvas de capacidad a partir de la envolvente de los lazos histeréticos de los ensayos. De esta manera, se graficaron los puntos notables de la curva de capacidad simplificada y se calcularon parámetros mecánicos experimentales de la albañilería.

f) Análisis comparativo de resultados de los ensayos de los muros con otras investigaciones

Se realizó una comparación con otras investigaciones realizadas en ladrillos pandereta y se propusieron correlaciones para muros de junta de 25 mm preliminarmente.



Capítulo 2. Estado del arte

Se presenta el estado de arte sobre investigaciones relacionadas a unidades de albañilería en el Perú e investigaciones sobre el ladrillo pandereta en el Perú.

2. 1. Investigaciones relevantes en unidades de albañilería en el Perú

Se presentan las investigaciones realizadas en la PUCP en ladrillos sólidos y huecos.

2. 1. 1. Correlaciones para unidades sólidas con fines normativos.

La necesidad de establecer correlaciones entre módulo de elasticidad (E_m) o módulo de corte (G_m) y resistencias características a compresión axial ($f'm$) o al corte ($v'm$) se remonta desde el trabajo de San Bartolomé (1983). En el marco del convenio entre el Instituto de Investigación Tecnológica Industrial de Normas Técnicas (ITINTEC) y la PUCP, él lideró la ejecución de ensayos de carga lateral cíclica de 12 muros en voladizo (2.40 m x 2.40 m), ensayos de compresión axial de 30 pilas y de compresión diagonal de 30 muretes. Se emplearon 2 tipos de mortero y 3 tipos de ladrillos de arcilla. Se pudo concluir que no se tiene mayor variación en el comportamiento de muros construidos con cal o sin ella, tanto en pilas como en muretes. Se obtuvo que, si se adopta (como proponen las expresiones elásticas en la “Mecánica de Materiales”), se tiene que $G_m = 0.4 E_m$. Además, se correlacionaron linealmente E_m y $f'm$ y se determinó para la albañilería de ladrillos de arcilla lo siguiente:

$$E_m = 500 f'm \quad \text{Eq. 2.1}$$

Por otro lado, se determinó que, excluyendo los muros de unidades sílico-calcareos y con fallas escalonadas por las juntas, la resistencia al corte relacionada al agrietamiento diagonal de los muros (V_m) fue:

$$V_m = 0.56 v'm = 0.56 \sqrt{f'm} \quad (\text{en kgf/cm}^2) \quad \text{Eq. 2.2}$$

Se determinó que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas por ductilidad (R_D) tiene un valor promedio de 2.3. Asimismo, la Figura 2.1 muestra un muro antes de ser ensayado.



Figura 2.1: Vista global de los dispositivos empleados en el ensayo de un muro (San Bartolomé, 1983).

En la fórmula 2.2, se presentó únicamente el aporte de la albañilería en la resistencia al corte del muro. Sin embargo, los muros confinados están sometidos a cargas gravitacionales. Con este objetivo de determinar el aporte de la carga axial en la resistencia al corte, San Bartolomé y Echevarría (1985), de acuerdo al convenio entre el Instituto de Investigación Tecnológica Industrial y de Normas Técnicas (ITINTEC) y la PUCP, desarrollaron un proyecto que consistió en investigar el comportamiento de 5 muros (2.30 m x 2.15 m) sometidos a carga

lateral cíclica y a carga vertical constante. Cabe mencionar que uno de estos muros estuvo reforzado horizontalmente con la finalidad de conocer los cambios en el comportamiento inelástico. Estos muros se ensayaron a carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado, sujetándolos a 4 niveles de carga axial usuales y constantes de edificaciones de mediana altura. Se emplearon unidades de ladrillo sólido de arcilla King Kong. Respecto al ensayo de muros en voladizo sujetos a carga vertical permanente y lateral cíclica, la primera parte de cada ensayo consistió en aplicar monotónicamente la carga vertical hasta alcanzar un nivel deseado (0 tonf, 5 tonf, 10 tonf, 15 tonf y 25 tonf). La segunda parte de cada ensayo consistió en aplicar 9 fases de desplazamiento horizontal controlado (0.5 mm, 2.5 mm, 5 mm, 7.5 mm, 10 mm, 12.5 mm, 15 mm, 17.5 mm y 20 mm) y se efectuó un mínimo de 3 ciclos / fase hasta estabilizar el lazo histerético a una velocidad de 1 ciclo / 4 minutos. En la Figura 2.2, se muestra uno de los muros ensayados en esta investigación y el dispositivo utilizado para aplicar la carga axial.

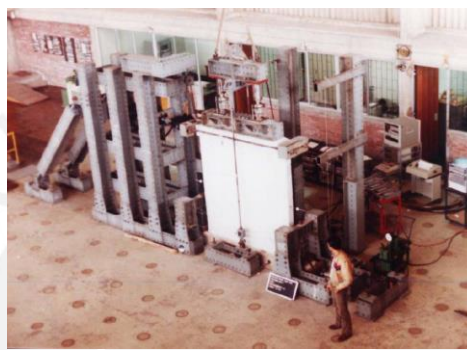


Figura 2.2: Muro a ensayar (San Bartolomé & Echevarría, 1985).

San Bartolomé y Echevarría (1985) afirman que, mientras no aparezcan fisuras en el muro, su comportamiento puede ser estimado a través de las fórmulas de resistencia de materiales para comportamiento elástico, siempre y cuando se trabaje con la sección transformada no agrietada. Por otro lado, la carga relacionada a la aparición de la primera fisura visible se pudo determinar igualando la tensión máxima a la resistencia de tracción por flexión del concreto. La capacidad de carga lateral se vio muy afectada en muros con elevada carga axial. Finalmente, mediante un ajuste estadístico, se relacionó linealmente la carga lateral asociada al primer agrietamiento diagonal contra la carga axial (P) y se obtuvo coeficiente de correlación del 89% lo siguiente:

$$Vm = 0.56 \sqrt{f' m} Ac + 0.23 P \quad (\text{en kgf/cm}^2) \quad \text{Eq. 2.3}$$

Como parte del complemento a los estudios experimentales de muros de ladrillos sólidos, se decidió estudiar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras en mesa vibratoria experimental y analíticamente (San Bartolomé et al., 1992). El modelo fue a escala reducida (1:2.5) como se muestra en la Figura 2.3. Estos muros eran parte de la representación de un muro perimétrico de una estructura de tres pisos hecho de albañilería confinada de ladrillos sólidos de arcilla. Asimismo, se ensayaron 4 pilas y 4 muretes para determinar el módulo de elasticidad, la resistencia al corte y la resistencia a característica a compresión axial y la resistencia característica a corte puro.

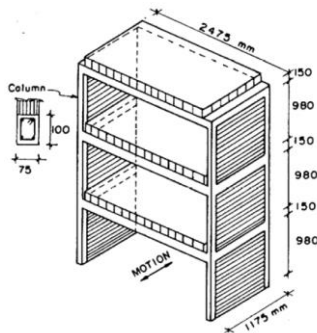


Figura 2.3: Geometría del espécimen ensayado (San Bartolomé et al., 1992).

Una de las conclusiones relevantes fue que los desplazamientos del muro y periodo natural obtenidos experimentalmente en el rango elástico fueron similares a los que se determinaron usando sección transformada. Por otro lado, se demostró que la falla por corte puede ocurrir en caso de un sismo de magnitud considerable a pesar de que la estructura pueda satisfacer las características ideales para desarrollar una falla por flexión. Esto implica que los autores afirmaron que el proceso de diseño de la albañilería confinada debería incluir la posibilidad de la falla por corte para evitar el colapso estructural (San Bartolomé et al., 1992).

Además, como parte de una publicación presentada en apuntes del curso de albañilería estructural de la PUCP, se muestra la deducción del factor de seguridad para el diseño por corte antes sismos moderados que resultó ser 2 para un factor de reducción de resistencia de 0.6 para muros de albañilería (San Bartolomé, 1994). Se menciona también que, hasta antes de 1970, toda construcción de albañilería se realizaba sin precauciones necesarias, lo que implicaría que tengan serios daños estructurales o colapsarían ante un evento sísmico de gran magnitud. Este aspecto es una de las principales motivaciones que fomentó el estudio experimental y analítico en albañilería desde 1979 en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP.

2. 1. 2. Estudios experimentales recientes en muros de ladrillos huecos de arcilla o ladrillos de concreto.

La investigación de Quiun et al. (2005) se basa en el estudio de muros de albañilería portantes hechos con unidades artesanales de concreto de la ciudad de Tacna. Se evaluó el comportamiento sísmico de 3 muros de albañilería confinada considerando lo siguiente: un muro sin refuerzo (M1), un muro reforzado con malla electrosoldada (M2) y el primer muro reparado y reforzado con malla electrosoldada (M3). Se presenta la Figura 2.4 donde se muestra cómo fallo uno de los muros (muro M1). Se realizaron ensayos de clasificación de las unidades empleadas, ensayos de compresión del mortero y el concreto empleado. Por otro lado, se realizaron ensayos de tracción del acero de refuerzo y de la malla electrosoldada junto con la construcción y posterior ensayo de 5 pilas y 5 muretes.



Figura 2.4: Muro M1 sin refuerzo ensayado (Quiun et al., 2005).

Se pudo concluir que el muro M1 falló por corte y las fisuras iniciales diagonales aparecieron en la fase 2 (deriva de 0.625‰). El muro M2 falló por flexión en la fase 2 y las primeras fisuras de corte aparecieron en la fase 13 con una deriva de 1.25‰. Asimismo, el muro M3 igualmente que el muro M2 falló por flexión en la fase 2, pero las fallas se concentraron en la columna con el talón confinado (Quiun et al., 2005).

En su tesis para obtener el título de ingeniera civil, Angles (2008) realizó un trabajo de investigación con la finalidad de comparar el comportamiento sísmico de un muro confinado construido con ladrillos de arcilla y otro muro confinado construido con ladrillos de concreto vibrado a través de ensayos de carga lateral cíclica con desplazamiento controlado. También, se realizaron pruebas de resistencia a compresión axial y diagonal en prismas de albañilería y las unidades empleadas. Se pudo determinar que los muros confinados son más rígidos al emplear ladrillos de concreto, debido a que los orificios de la unidad son más grandes y puede entrar más mortero para garantizar la unión, pero se degrada la rigidez de ambos muros de manera similar. Se pudo concluir que la resistencia al agrietamiento diagonal del muro de ladrillo de arcilla fue 8% mayor que la del muro con ladrillos de concreto, debido a la adherencia mayor entre unidades de arcilla y mortero. En la Figura 2.5, se muestra la falla final del muro de arcilla.



Figura 2.5: Falla final del muro de arcilla (Angles, 2008).

El estudio de ladrillos huecos fue extendido por Barr y Pineda (2011). Se estudió el comportamiento de muros de ladrillos huecos (área de vacíos mayor al 30% del área bruta del ladrillo) reforzados con malla electrosoldada por ambas caras a través de ensayos de carga lateral cíclica con desplazamiento lateral controlado sin carga axial. Se ensayaron muretes y pilas y las dimensiones de los muros fueron de 2.30 m x 0.125 m x 2.00 m. Se pudo determinar que, en el muro que no tenía refuerzo, se apreció la trituración de los ladrillos huecos King Kong después de haberse formado las grietas diagonales. Por otro lado, el muro reforzado con malla electrosoldada recubierto con mortero, incrementó el grosor efectivo del muro en 48%. Esto significó que aumentó la resistencia al corte, por lo que se modificó el tipo de falla de corte del muro sin refuerzo M1 por una falla por flexión del muro con refuerzo M2. Se presenta el estado final del muro M1 después de la fase armónica (aplicación de un desplazamiento de 15 mm a una frecuencia de 2 Hz) del ensayo en la Figura 2.6.



Figura 2.6: Estado final del muro M1 después de la fase armónica (Barr & Pineda, 2011).

Las unidades huecas de arcilla son ampliamente usadas para muros portantes. Con la finalidad de validar una técnica de refuerzo, Pari y Manchego (2017) se enfocaron en la identificación de estados de daño asociados con el desempeño de la estructura, así como metodologías de reparación de muros de albañilería confinada de unidades huecas. Se desarrolló una serie de ensayos que consistió en la construcción de 9 muros a escala natural que, posteriormente, se ensayaron bajo carga lateral cíclica en su plano. Se ensayaron 3 muros con carga vertical equivalente a 3 niveles y 6 muros sin carga vertical. De estos últimos muros sin carga vertical, 3 muros fueron ensayados hasta un límite de reparabilidad establecido por la NTE E.070 Albañilería (2006) para que sean reparados y ensayados posteriormente. Una de las conclusiones relevantes fue que los muros sin carga vertical fallaron por flexión y corte, esto se vio en la forma de la propagación de las grietas y sus ángulos de inclinación identificados. En cambio, para los muros ensayados bajo carga lateral y vertical como se muestra en la Figura 2.7, la falla fue controlada por corte y se presentaron grietas diagonales en forma de X (Pari & Manchego, 2017).



Figura 2.7: Falla final de un muro con carga axial (Pari & Manchego, 2017).

2. 2. Investigaciones sobre el ladrillo pandereta en Perú

Se presenta las investigaciones sobre ladrillo pandereta realizadas en la PUCP y el CISMID durante los últimos años.

2. 2. 1. Estudios experimentales de muros de ladrillo pandereta.

Los estudios en ladrillo pandereta comenzaron a realizarse con la finalidad de establecer una solución de reforzamiento a viviendas existentes debido al creciente aumento de este tipo de construcciones a fines de la década de 1990 hasta la actualidad. Por ello, Lazares y Salinas (2007) estudiaron el comportamiento de estas edificaciones a través de ensayos de unidades, pilas, muretes y muros empleando unidades artesanales e industriales pandereta. Se ensayaron 4 muros sometidos a fuerzas laterales coplanares y ortogonales al muro. Para fines comparativos, se usaron los resultados de los muros sometidos a cargas coplanares y sometidos

a carga axial constante (118.4 kN). Se obtuvo esfuerzo axial constante de 0.37 MPa (3.80 kgf/cm²) y 0.41 MPa (4.14 kgf/cm²) para unidades industriales y artesanales respectivamente. Se pudo concluir que la falla que provocó la disminución de la capacidad resistente en los casos de estudio fue la de tracción diagonal por corte. La Figura 2.8 muestra el estado final de los muros de ladrillo pandereta sin refuerzo sísmico exterior. Se pudo apreciar que, en el estado último, el muro hecho de ladrillos industriales presentó grietas considerables en sus unidades y llegó a la destrucción parcial de algunas de estas. Por otro lado, el muro hecho con ladrillos artesanales tuvo un agrietamiento más extendido.

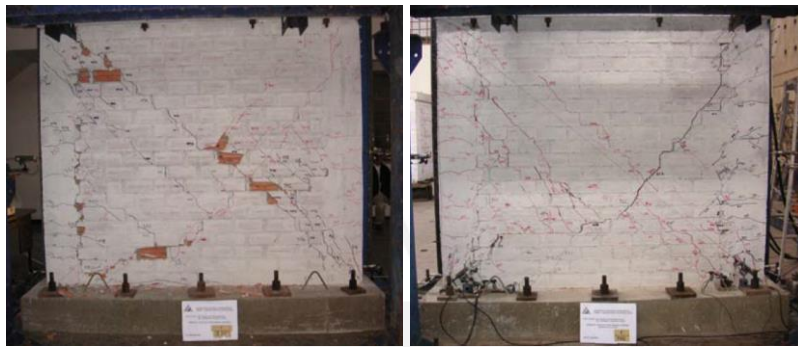


Figura 2.8: Estado final de los muros hechos de ladrillo industrial (izquierda) y ladrillo artesanal (derecha) (Lazares & Salinas, 2007).

Al igual que en la investigación de Lazares y Salinas (2007), San Bartolomé et al. (2013) realizaron un proyecto de investigación que consistió en caracterizar el desempeño de 2 muros a escala real. Uno de ellos fue reforzado con malla electrosoldada por ambas caras. Estos muros fueron sometidos a un ensayo de carga cíclica lateral y a un ensayo de carga armónica de amplitud de 15 mm y una frecuencia de 2 Hz. En la Figura 2.9, se muestra cómo terminaron los muros al final del ensayo de carga lateral cíclica.



Figura 2.9: Muro sin refuerzo (izquierda) y muro con refuerzo con malla electrosoldada (derecha) por ambas caras (San Bartolomé et al., 2013).

Los autores afirmaron que, a pesar de las pocas pruebas realizadas, el refuerzo con malla electrosoldada evitó el aplastamiento de los ladrillos pandereta y se desarrolló una falla por flexión. Se mostró que el muro reforzado tuvo mayor rigidez lateral, mayor resistencia máxima y última respecto al muro no reforzado (San Bartolomé et al., 2013). Estas conclusiones sirvieron para denotar la importancia del refuerzo con malla electrosoldada por ambas caras de este tipo de muros. Sin embargo, era necesario interpretar y procesar los resultados de ensayos de muros reforzados sometidos a carga lateral cíclica y carga axial constante. Esto debido a que, en su mayoría, los muros confinados están sometidos a carga axial.

Con esta consideración de la importancia de la carga axial en ensayos experimentales, Zavala et al. (2014) realizaron un ensayo de un muro de ladrillo pandereta sometido a carga

cíclica lateral y carga axial constante de 200 kN. Se obtuvo un esfuerzo axial de 0.69 MPa (7.08 kgf/cm²). Luego, los resultados se compararon con los obtenidos en otros muros ensayados en el CISMID. El objetivo de su trabajo fue estudiar el comportamiento del muro de ladrillo pandereta y demostrar que son frágiles en comparación a los estándares peruanos. En la Figura 2.10, se muestra el muro de ladrillo pandereta ensayado. Una de las conclusiones fue que se pudo apreciar el comportamiento frágil de este tipo de muros una vez más y se demostró el peligro que significa para las viviendas existentes en el Perú (Zavala et al., 2014).



Figura 2.10: Muro de ladrillo pandereta ensayado (Zavala et al., 2014).

El CISMID (2017a, 2017b) decidió continuar con el estudio del comportamiento de muros de ladrillo pandereta y realizó una investigación sobre muros construidos a escala real de albañilería informal (ladrillos pandereta y ladrillos artesanales sólidos) sometidos a carga axial constante de 140 kN. Se obtuvo un valor de esfuerzo axial de 0.49 MPa (4.99 kgf/cm²) y se evaluaron las propiedades de las unidades empleadas en la construcción de los muros y se realizaron ensayos de prismas (pilas y muretes). La Figura 2.11 muestra los muros que se ensayaron. Para fines de esta investigación, se consideraron los resultados de los muros de ladrillo pandereta. Se pudo concluir que, para este tipo de albañilería, se emplee un límite de distorsión menor a 2.2‰ (CISMID, 2017b, 2017a).



Figura 2.11: Muros ensayados (CISMID, 2017a, 2017b).

Estudios posteriores comparando la relevancia del refuerzo de malla electrosoldada en este tipo de muros fueron realizados por Diaz et al. (2017). Se ensayaron muros confinados de albañilería de ladrillos macizos artesanales y tubulares industriales. En esta investigación, se compararon los resultados de los muros de ladrillo pandereta. Uno de ellos estuvo reforzado con malla electrosoldada y el otro no y ambos fueron sometidos a una carga axial constante de 100 kN. Se obtuvo un esfuerzo axial constante de 0.38 MPa (3.86 kgf/cm²) y 0.27 MPa (2.72 kgf/cm²) para el muro no reforzado y reforzado respectivamente. También, se realizaron modelaciones numéricas de estos elementos (muros). La Figura 2.12 muestra la instrumentación empleada para medir las desplazamientos en los muros. Se pudo concluir que, al colocar refuerzo con malla electrosoldada, la resistencia máxima se incrementó en 1.5 y se

pudo evitar un daño considerable cuando se reforzaron los muros (Díaz et al., 2017). Esta conclusión corrobora todo lo concluido en investigaciones anteriores.

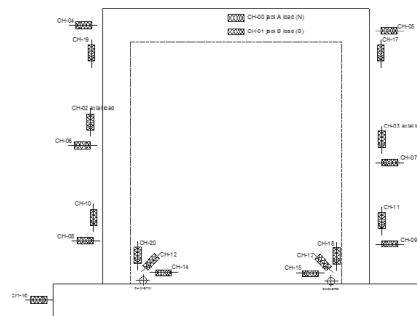


Figura 2.12: LVDT del muro a ensayar (Díaz et al., 2017).

Se continuó con las investigaciones en muros reforzados en la PUCP con la investigación de Quiun y Mamani (2017). Al igual que las anteriores investigaciones, tuvieron la finalidad de evaluar la técnica de reforzamiento de malla electrosoldada de muros de ladrillo pandereta sometidos a carga axial constante (110 kN y 160 kN representando el peso de 2 y 3 niveles respectivamente). Se obtuvo un esfuerzo axial de 0.31 MPa (3.19 kgf/cm²) y 0.45 MPa (4.64 kgf/cm²) para una carga de 110 kN y 160 kN respectivamente. Se construyeron pilas y muretes reforzados para determinar su resistencia a compresión axial y diagonal respectivamente. Asimismo, los muros ensayados fueron sometidos a carga cíclica lateral para determinar la capacidad y, luego, establecer el desempeño en distintos estados de daño. En la Figura 2.13, se muestra el estado final de los muros de ladrillo pandereta reforzados. Se pudo concluir que, de los resultados de los ensayos, se apreció que el refuerzo con malla electrosoldada por ambas caras era un método adecuado para aumentar la resistencia a las cargas laterales. Este refuerzo pudo controlar las grietas de corte en la albañilería y su desempeño fue mejor que un muro sin refuerzo alguno en comparación a los ensayos de San Bartolomé et al. (2013) (Quiun & Mamani, 2017).



Figura 2.13: Estado último de los muros sometidos a carga cíclica lateral y carga constante de 110 kN (izquierda) y 160 kN (derecha) (Quiun & Mamani, 2017).

2. 2. 2. Ensayos de pilas y muretes de ladrillo pandereta

Casi todas las investigaciones de muros de albañilería tubular incluyeron ensayos de prismas. Se realizaron estos ensayos para comparar las propiedades mecánicas de especímenes pequeños o prismas y las propiedades mecánicas de especímenes a escala natural. De igual forma, se realizaron ensayos únicamente en prismas de ladrillo pandereta. Por ejemplo, Sáenz (2016) desarrolló una investigación sobre tabiques de albañilería tubular en un pórtico de concreto armado. En la presente investigación, se emplearon los resultados de los ensayos de

prismas para fines de comparación de acuerdo a lo mostrado por Díaz (2021). Las pilas que se ensayaron se muestran en la Figura 2.14.



Figura 2.14: Pilas ensayadas (Sáenz, 2016).

Cevallos y Diaz (2018) realizaron ensayos en 9 muretes con ladrillos pandereta: 3 de ellos sin refuerzo, 3 reforzados con malla electrosoldada y los 3 restantes fueron reforzados con mallas para tarrajeo. En la Figura 2.15, se muestra un ejemplar de murete reforzado con malla electrosoldada. Una de las conclusiones importantes fue que sí se pudo mejorar el comportamiento de la albañilería tubular cuando se usó malla electrosoldada en el sentido de que la falla ya no fue frágil sino progresiva. Se recomendó que, en muretes reforzados con malla electrosoldada, fue relevante que la malla, el mortero de tarrajeo y el ladrillo tuvieran una buena adherencia para que trabajen como un todo (Cevallos & Diaz, 2018). El amarre con alambre #8 fue adecuado para garantizar la conexión de la malla en ambas y para que contenga la falla frágil de la albañilería tubular y pueda aportar resistencia. De esta manera, se desarrolló una falla dúctil en los especímenes.

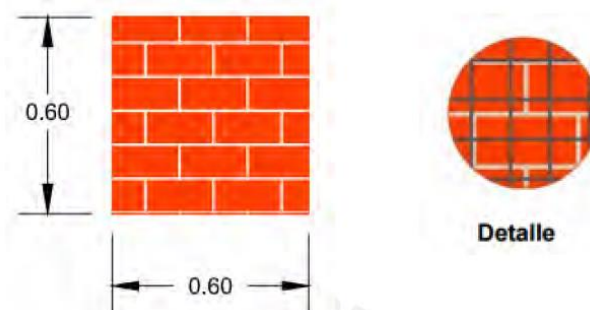


Figura 2.15: Murete reforzado con malla electrosoldada (Cevallos & Diaz, 2018).

Al igual que el aporte de la malla electrosoldada en el incremento de la resistencia y cambio del tipo de falla de frágil a dúctil, Bazalar y Espinoza (2021) investigaron la influencia del reforzamiento de pilas y muretes con malla electrosoldada y mortero reforzado con fibra de acero galvanizado y fibra de basalto. Se construyeron 9 pilas y 12 muretes reforzados y no reforzados como se indicó anteriormente. En la Figura 2.16, se muestra el ensayo de una pila reforzada con malla electrosoldada. Los autores concluyeron que, para los refuerzos con mortero de fibras de acero y basalto, las propiedades mecánicas se ven influenciadas en el rango elástico. Por otro lado, en todos los especímenes ensayados, se logró una falla dúctil y progresiva cuando se emplea algún tipo de refuerzo (Bazalar & Espinoza, 2021).



Figura 2.16: Pila reforzada con malla electrosoldada (Bazalar & Espinoza, 2021).

Los resultados de resistencia característica a compresión, resistencia característica a corte puro, módulo de elasticidad característico, módulo de corte característico y curvas de capacidad fueron resumidas por Díaz (2021). Las investigaciones se realizaron en el CISMID-UNI y la PUCP entre 2007 y 2020. Con esta información recopilada, se determinaron 3 puntos notables en las curvas de capacidad de los muros y se compararon las resistencias en muros con y sin refuerzo. Por otro lado, se pudo correlacionar valores de resistencias a compresión axial de pilas, resistencia al corte de ensayos de compresión diagonal de muretes y resistencias de la unidad. Finalmente, se pudo proponer modelos elastoplásticos para la albañilería tubular confinada con y sin refuerzo de malla electrosoldada como se muestra a continuación en la Figura 2.17 y Figura 2.18. Los valores registrados en las diferentes investigaciones citadas y el procedimiento estadístico para llegar a estas expresiones de correlación se presentan en Díaz (2021).

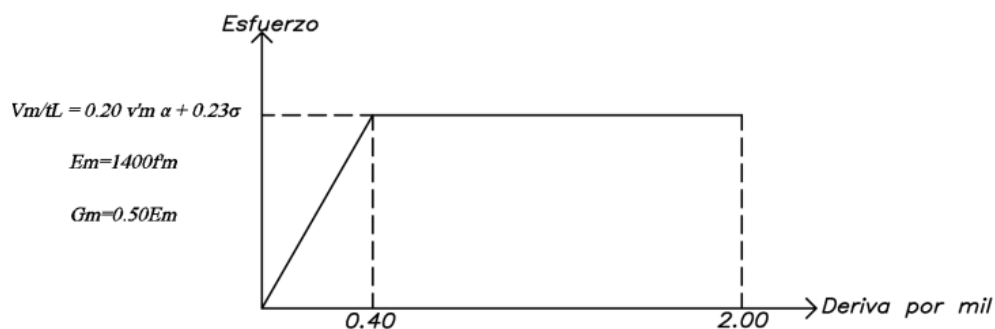


Figura 2.17: Modelo elastoplástico preliminar propuesto para muros de ladrillo pandereta sin refuerzo (Díaz, 2021).

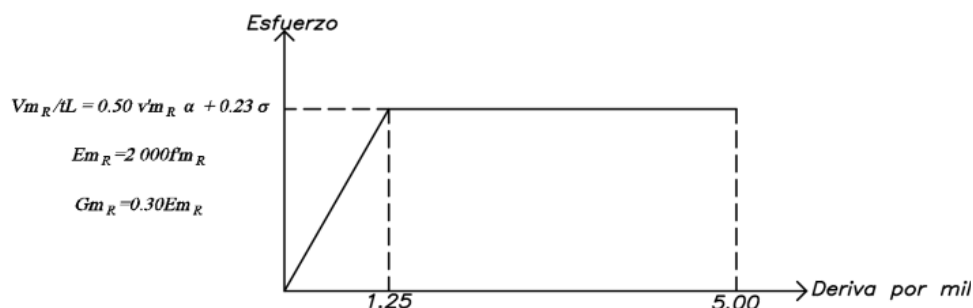


Figura 2.18: Modelo elastoplástico preliminar propuesto para muros de ladrillo pandereta con refuerzo de malla electrosoldada (Díaz, 2021).

Capítulo 3. Unidades tubulares empleadas en construcciones en Latinoamérica

Se presentan los resultados de un breve cuestionario que se realizó a inicios de 2022 a cargo del asesor y el tesista con la finalidad de conocer el uso de las unidades tubulares en muros de albañilería o mampostería y de esta manera caracterizarlas.

3. 1. Resultados del cuestionario

Los resultados del cuestionario sirvieron para que se pueda realizar una breve caracterización del uso de la unidad en Latinoamérica. La finalidad es contribuir con la descripción del uso de unidades tubulares en estructuras en la región.

3. 1. 1. Bolivia.

El especialista mencionó que, en Bolivia, no se cuenta con normativa referente a mampostería de ladrillo y, por ende, toda construcción al respecto es informal. Asimismo, señaló que la unidad empleada para muros portantes es el ladrillo macizo “adobito” y en la Figura 3.1 se muestra un ejemplo de esta unidad. Se presenta la Tabla 3.1 con las respuestas obtenidas en el cuestionario.

Tabla 3.1: Resultados del cuestionario de Bolivia.

Pregunta	Respuesta
1. Persona que contesta	Alvaro Quisberth Huayllani
2. Afiliación (Universidad, instituto o empresa)	Quisberth Ingenieros
3. País	Bolivia
4. En su país, ¿se fabrican ladrillos tubulares como los de Perú?	Sí.
5. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros portantes	Ladrillo “adobito”
6. ¿Tienen huecos en la cara de asentado los ladrillos comunes para muros portantes, en qué porcentaje del área?	El ladrillo “adobito” es macizo.
7. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros no portantes	Ladrillo de 6 huecos
8. Respecto a la pregunta 7, ¿tienen huecos en la cara de asentado, en qué porcentaje del área?	Ninguno



Figura 3.1: Ladrillo adobito de Bolivia (Quisberth, 2022).

3. 1. 2. Venezuela.

El especialista mencionó que, de acuerdo a la Norma Venezolana Covenin 5008:2019 (2019), las unidades con perforaciones horizontales solamente pueden ser utilizadas en edificaciones de 1 o 2 pisos ubicadas en zonas de peligro sísmico bajo. Sin embargo, este tipo de unidades son utilizados frecuentemente en la construcción popular. En la Tabla 3.2, se muestran los resultados del cuestionario.

Tabla 3.2: Resultados del cuestionario de Venezuela.

Pregunta	Respuesta
1. Persona que contesta	Angelo L. Marinilli M.
2. Afiliación (Universidad, instituto o empresa)	Instituto de Materiales y Modelos Estructurales – IMME, Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela
3. País	Venezuela
4. En su país, ¿se fabrican ladrillos tubulares como los de Perú?	Sí se fabrican en Venezuela.
5. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros portantes	Se suelen emplear bloques huecos de concreto y ladrillos macizos de arcilla cocida. La Norma Venezolana Covenin 5008:2019 (2019) establece lo siguiente: a) Se denomina como unidades macizas a aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta mayor o igual al 75% del área bruta y cuyas paredes interiores y exteriores tienen espesores iguales o mayores a 20 mm. b) Se denomina como unidades huecas a aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta menor al 75%, pero mayor o igual al 50% del área bruta y cuyas paredes exteriores tienen espesores mayores o iguales a 15 mm. Para unidades huecas con dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores es 13 mm. Para unidades multiperforadas, cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones y con distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores es de 7 mm.
6. ¿Tienen huecos en la cara de asentado los ladrillos comunes para muros portantes, en qué porcentaje del área?	
7. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros no portantes	Se suelen emplear bloques huecos de arcilla (con perforaciones horizontales) y bloques huecos de concreto (con perforaciones verticales).
8. Respecto a la pregunta 7, ¿tienen huecos en la cara de asentado, en qué porcentaje del área?	Ver respuesta de la pregunta 6

3. 1. 3. Brasil.

El especialista afirmó que está en desuso el empleo de unidades tubulares en Brasil. Por otro lado, se comentó que, para el uso de muros no portantes, se opta por muros hechos de ladrillos con perforaciones verticales ya que facilitan el proceso constructivo y la colocación de instalaciones. Se presentan en la Tabla 3.3 los resultados del respectivo cuestionario.

Tabla 3.3: Resultados del cuestionario de Brasil.

Pregunta	Respuesta
1. Persona que contesta	Guilherme Aris Parsekian
2. Afiliación (Universidad, instituto o empresa)	Universidade Federal de São Carlos – UFSCar
3. País	Brasil
4. En su país, ¿se fabrican ladrillos tubulares como los de Perú?	Sí se fabrican en Brasil. Sin embargo, está en desuso. Los mayores fabricantes han abolido este tipo de bloque.
5. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros portantes	Para muros portantes, los bloques se fabrican con huecos verticales. Los bloques con huecos horizontales, como en el ladrillo pandereta, no se pueden utilizar en muros portantes.

6. ¿Tienen huecos en la cara de asentado los ladrillos comunes para muros portantes, en qué porcentaje del área?	Los ladrillos empleados para muros portantes tienen huecos verticales no mayor a 25% de su área bruta. Los principales tipos son “Bloco cerámico de paredes vazadas”, o “Bloco cerámico com paredes externas maciças e paredes internas vazadas”. Las piezas se clasifican y comercializan según su resistencia.
7. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros no portantes	Se permiten los huecos como perforaciones horizontales, pero solo los pequeños fabricantes utilizan esta geometría en la actualidad. Incluso para la mampostería no portante, se prefiere el uso de bloques con orificios verticales, lo que facilita el paso de las instalaciones eléctricas y permite una construcción más racional.
8. Respecto a la pregunta 7, ¿tienen huecos en la cara de asentado, en qué porcentaje del área?	De acuerdo al reglamento, deberá cumplir con las perforaciones verticales, dimensiones y resistencia solicitadas.

3. 1. 4. México.

El especialista afirmó que los ladrillos con celdas o huecos horizontales no se usan ya que se utilizan piezas con celdas paralelas a la dirección de la carga y se presenta un ejemplo en la Figura 3.2. Se presentan en la Tabla 3.4 los resultados del respectivo cuestionario.

Tabla 3.4: Resultados del cuestionario de México.

Pregunta	Respuesta
1. Persona que contesta	Jorge Luis Varela Rivera
2. Afiliación (Universidad, instituto o empresa)	Universidad Autónoma de Yucatán
3. País	México
4. En su país, ¿se fabrican ladrillos tubulares como los de Perú?	No. Se utilizan piezas con celdas paralelas a la dirección de la carga vertical.
5. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros portantes	Bloques con huecos de concreto de dos y tres celdas (utilizados en el sureste de México)
6. ¿Tienen huecos en la cara de asentado los ladrillos comunes para muros portantes, en qué porcentaje del área?	Si tienen celdas (huecos) paralelas a la dirección de la carga, el área neta promedio es del 60% (40% de agujeros).
7. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros no portantes	Bloques con huecos de concreto de dos y tres celdas (utilizados en el sureste de México).
8. Respecto a la pregunta 7, ¿tienen huecos en la cara de asentado, en qué porcentaje del área?	Ver respuesta de la pregunta 6



Figura 3.2: Bloque de tres celdas (Varela, 2022).

3. 1. 5. Argentina.

El especialista afirmó que los ladrillos con huecos horizontales sí se fabrican y no se pueden usar en muros portantes de acuerdo al reglamento vigente. Se presentan en la Tabla 3.5 los resultados del cuestionario.

Tabla 3.5: Resultados del cuestionario de Argentina.

Pregunta	Respuesta
1. Persona que contesta	Francisco Crisafulli
2. Afiliación (Universidad, instituto o empresa)	Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza
3. País	Argentina
4. En su país, ¿se fabrican ladrillos tubulares como los de Perú?	Sí.
5. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros portantes	Los ladrillos cerámicos huecos con tubos horizontales no pueden usarse como muros portantes según el reglamento vigente.
6. ¿Tienen huecos en la cara de asentado los ladrillos comunes para muros portantes, en qué porcentaje del área?	Los ladrillos cerámicos huecos con tubos verticales pueden considerarse como muros portantes si se cumple que cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tiene un área neta mínima del 40% del área bruta.
7. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros no portantes	Ladrillo cerámico hueco con tubos horizontales. Solo se admiten como cerramiento. Se fabrican usualmente en espesores de 8 mm, 12 mm y 180 mm.
8. Respecto a la pregunta 7, ¿tienen huecos en la cara de asentado, en qué porcentaje del área?	El área de huecos, en general, es mayor al 60% del área bruta.

3. 1. 6. Ecuador.

El especialista mencionó que no tiene conocimiento de si se fabrican unidades tubulares en Ecuador. Se presentan los resultados del cuestionario en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6: Resultados del cuestionario de Ecuador.

Pregunta	Respuesta
1. Persona que contesta	Roberto Aguiar
2. Afiliación (Universidad, instituto o empresa)	Profesor Principal de Universidad de Fuerzas Armadas ESPE
3. País	Ecuador
4. En su país, ¿se fabrican ladrillos tubulares como los de Perú?	No tiene conocimiento.
5. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros portantes	El especialista afirma que no conoce si se fabrican ladrillos tubulares, lo que sí se fabrican son bloques. Luego del terremoto de 2016, se está trabajando con Gypsum o algo similar en las paredes.
6. ¿Tienen huecos en la cara de asentado los ladrillos comunes para muros portantes, en qué porcentaje del área?	No se tuvo respuesta.
7. Nombre de los ladrillos (unidades, piezas) comunes para muros no portantes	No se tuvo respuesta.
8. Respecto a la pregunta 7, ¿tienen huecos en la cara de asentado, en qué porcentaje del área?	No se tuvo respuesta.

3. 2. Caracterización de la unidad

Se pueden establecer las siguientes conclusiones del resumen de la caracterización de la unidad en la región en base a las respuestas de los cuestionarios presentadas en la Tabla 3.7. Se puede concluir que la unidad tubular es fabricada en muchos países de Latinoamérica, salvo México y Ecuador. El uso que tienen estas unidades está regulado, aunque en edificaciones informales, su uso es amplio, como el caso del Perú. Venezuela y Perú comparten la misma consideración para el uso de unidades tubulares como muros portantes; sin embargo, la situación de Perú es más crítica por encontrarse en un zona mucho más sísmica que Venezuela. El caso de Bolivia es particular ya que, al no existir normativa alguna, se usan las unidades tubulares en construcciones informales como es el caso del Perú respecto al uso.

Tabla 3.7: Caracterización de la unidad.

País	Fabricación de unidad tubular	Normativa vigente	Uso
1. Bolivia	Sí	No se tiene.	Se usan en construcción informal.
2. Venezuela	Sí	Norma Venezolana Covenin 5008:2019	Se pueden usar en edificaciones de 1 o 2 pisos ubicadas en zonas de peligro sísmico bajo. Pero, son usados en la construcción popular.
3. Brasil	Sí	No precisa.	Está en desuso.
4. México	No	No precisa.	No tiene.
5. Argentina	Sí	No precisa.	No se pueden usar como muros portantes, pero sí como muros de cerramiento.
6. Ecuador	No se sabe.	No precisa.	No se puede determinar.
7. Perú	Sí	NTE E.070 Albañilería	Según normativa, se pueden usar en construcción de muros no portantes. También, se pueden usar en muros portantes de hasta 2 pisos en zonas de baja sismicidad.

Capítulo 4. Propiedades y características de los materiales de los especímenes ensayados

Se presentan las propiedades relevantes y características de los materiales empleados en la construcción de los especímenes de ladrillo pandereta: pilas, muretes y muros. Se presenta la ficha técnica o comentarios relevantes sobre cada material empleado.

4. 1. Ladrillo pandereta

Se emplearon unidades de ladrillo pandereta acanalado con huecos horizontales como se muestra en la Figura 4.1. La unidad presenta 6 huecos horizontales y tiene una superficie rayada para mejor adherencia con el mortero. En la Tabla 4.1, se presentan las especificaciones técnicas del ladrillo. Para fines prácticos de esta tesis, no se realizaron ensayos de control de unidades.

Tabla 4.1: Ficha técnica del ladrillo pandereta acanalado.

Materias primas	Mezcla de arcillas
Dimensiones	Largo: 225 mm
	Ancho: 110 mm
	Alto: 9 mm
Uso	Ladrillo para tabiquería
Especificación del producto	NTP 399.613 (2005) y NTE E.070 Albañilería (2006)
Arreglo	35 unidades/m ² (aparejo de soga con junta de 25 mm)



Figura 4.1: Ladrillo pandereta acanalado.

4. 2. Concreto

El concreto empleado para las vigas soleras, columnas de confinamiento y vigas de cimentación estuvo compuesto por cemento, agregado grueso (grava), agregado fino (arena gruesa) y agua en ciertas relaciones de dosificación como se indica en la Tabla 4.2 y la Tabla 4.3. A continuación, se detalla la descripción de los materiales empleados en esta investigación.

Tabla 4.2: Resumen de dosificación para concreto empleado en las vigas de cimentación.

Descripción	Dosificación	Cantidad estimada para 1 m ³ de concreto de 21 MPa (210 kgf/cm ²)
Cemento	1.0	8.8 bolsas
Arena gruesa	2.0	735 kgf
Piedra chancada (TM 1/2")	3.0	1 035 kgf
Agua	0.8	230 litros

Tabla 4.3: Resumen de dosificación para concreto empleado en las vigas soleras y columnas de confinamiento.

Descripción	Dosificación	Cantidad estimada para 1 m ³ de concreto de 17 MPa (175 kgf/cm ²)
Cemento	1.0	7.5 bolsas
Arena gruesa	2.5	816 kgf
Piedra chancada (TM 1/2")	3.5	1 029 kgf
Agua	0.9	204 litros

El cemento es un conglomerante hidráulico conformado por la mezcla de calizas y arcillas. En esta investigación se usó el Cemento Portland tipo I de acuerdo a la dosificación y cantidades mostradas en la Tabla 4.2 y la Tabla 4.3. La norma que estandariza el Cemento Portland es la C150/C150M – 22 “*Standard Specification for Portland Cement*” (2022b).

El agregado grueso fue grava o piedra chancada. Se decidió que el tamaño máximo nominal (TM) sea 1/2” para las vigas soleras, columnas de confinamiento y vigas de cimentación. Estas partículas estuvieron libres de impurezas y material orgánico debido a que se realizó una inspección visual. El agregado fino fue arena gruesa. Al igual que el agregado grueso, estas partículas estuvieron libres de impurezas y material orgánico. Finalmente, el agua empleada fue potable, libre de material orgánico e impurezas. Se usó en la mezcla en base a la experiencia del maestro de obra.

4. 3. Mortero para juntas.

El mortero empleado para las juntas de 25 mm de espesor de cada cara estuvo compuesto por la mezcla de cemento, agregado fino (arena gruesa) y agua. La finalidad de que el espesor sea mayor que el recomendando (10 mm a 15 mm) se debió a que se esperaba realizar la evaluación de este parámetro en la resistencia de muros y propiedades de la albañilería. La dosificación del Cemento Portland tipo I se indica en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Resumen de dosificación para el mortero para juntas.

Descripción	Dosificación	Cantidad estimada para 1 m ³ de mortero
Cemento	1.0	8.0 bolsas
Arena gruesa	4.0	1.04 m ³ = 1 664 kgf (Peso específico de 1 600 kgf/m ³)
Agua	---	0.26 m ³ = 260 litros

4. 4. Mortero para tarrajeo.

El mortero empleado para el tarrajeo de 25 mm está compuesto por la mezcla de cemento, agregado fino (arena fina), agua y cemento. La dosificación del Cemento Portland tipo I se indica en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5: Resumen de dosificación para el mortero para tarrajeo.

Descripción	Dosificación	Cantidad para 1 m ³ de mortero
Cemento	1.0	8.0 bolsas
Arena fina	4.0	1.04 m ³ = 1 664 kgf (Peso específico de 1 600 kgf/m ³)
Agua	---	0.26 m ³ = 260 litros

4. 5. Capping.

Se colocó una zona de capping tal que los bordes sean más grandes que la superficie de contacto con el instrumento que aplica cargas. Este capping está compuesto de cemento, yeso y agua para trabajabilidad.

4. 6. Acero de refuerzo.

El refuerzo empleado tuvo las especificaciones estándar de su denominación de fierro corrugado grado 60 (ASTM A615/A615M-22 “*Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*” (2022a)). Estas barras se emplearon como refuerzo vertical y horizontal de los elementos estructurales como vigas soleras, vigas de cimentación y columnas de confinamiento. Los diámetros empleados en estos elementos se mencionan en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6: Diámetros empleados en la construcción.

Elemento estructural	Fierro longitudinal	Estribos
Vigas de cimentación	ϕ 5/8”	ϕ 3/8”
Columnas de confinamiento	ϕ 1/2”	ϕ 3/8”
Vigas soleras	ϕ 3/8”	ϕ 3/8”

4. 7. Malla electrosoldada.

Se empleó como refuerzo sísmico externo de los prismas y muros de albañilería tubular como se puede ver en la Figura 4.2. Este acero tuvo las especificaciones estándar de la norma ASTM A1064/A1064M-18a “*Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete*” (2018). Las mallas electrosoldadas se colocaron a ambos lados del muro como se detalla más adelante y las especificaciones técnicas de este refuerzo sísmico exterior se detallan en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7: Ficha técnica de la malla electrosoldada.

Tipo	Malla electrosoldada Q-188
Medidas	2 400 mm x 6 000 mm
Cocada	150 mm x 150 mm
Diámetro	ϕ 6 mm
Peso	2.960 kgf/m ²



Figura 4.2: Malla electrosoldada.

Capítulo 5. Pilas de albañilería tubular

Se presentan los resultados y características de los especímenes sometidos a compresión axial con y sin refuerzo de malla electrosoldada. Las pilas reforzadas y no reforzadas estaban compuestas por seis hiladas de unidades enteras. Las unidades se asentaron una sobre otra con un espesor de junta de 25 mm.

5. 1. Pilas no reforzadas

5. 1. 1. Características de los especímenes.

Se elaboraron 4 pilas no reforzadas de altura igual a 665 mm, largo de 230 mm y espesor de 110 mm (160 mm incluyendo el tarrajeo) como se indica en la Figura 5.1.

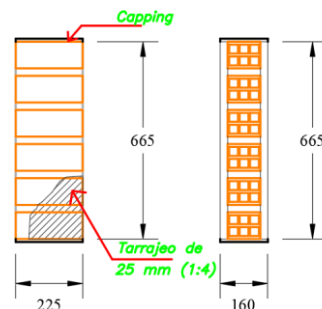


Figura 5.1: Dimensiones en milímetros de la pila no reforzada.

5. 1. 2. Procedimiento de construcción.

El asentado de las unidades se hizo con un mortero de relación cemento – arena gruesa de 1:4 y el tarrajeo tuvo una relación cemento – arena fina de 1:4. Los pasos de construcción se detallan en la Tabla 5.1. Se recuerda que el proceso constructivo de estos especímenes se desarrolló siguiendo las condiciones estándares para el ensayo.

Tabla 5.1: Procedimiento para la construcción de pilas no reforzadas.



1. Aproximadamente 15 horas antes de la construcción de las pilas, se regaron las unidades por 30 minutos.



2. Sobre una superficie plana de madera fenólica, se colocaron las unidades una sobre otra. La verticalidad de las pilas se garantizó con una plomada y un nivel. Se usaron 6 hiladas por pila.



3. El espesor de las juntas horizontales fue 25 mm y se garantizó con un escantillón.



- Después de 14 días de la construcción de las pilas, se tarrajearon ambas caras de la pila con un espesor de 25 mm.



- Se colocó un capping de yeso – cemento en la parte superior e inferior de la pila por lo menos un día antes del ensayo. Esto garantizó la planitud de la superficie de contacto entre el cabezal del equipo mecánico de ensayo y las pilas. El ensayo a compresión axial se ejecutó 28 días después de la construcción de los especímenes.

5. 1. 3. Técnica de ensayo.

Se ejecutó siguiendo las consideraciones de la NTP 399.605 (UNIDADES DE ALBAÑILERÍA (2004). Método de ensayo para la determinación de la resistencia en compresión de prismas de albañilería) y la norma ASTM C1314-21 (2021a). El equipo de ensayo consistió de una gata hidráulica de 2 000 kN y una celda de carga de 1 000 kN. La celda de carga y gata hidráulica fueron accionadas con una bomba hidráulica eléctrica de 600 bar de capacidad. La celda y la gata hidráulica se apoyaron sobre un pórtico metálico de reacción.

La muestra se puso en el plato inferior y centró con sumo cuidado. Luego, se aplicó una precarga pequeña para poder ajustar la placa superior a la superficie superior del espécimen. Después, se realizó la aplicación de la carga hasta la rotura. El tiempo de duración se estimó en 3 minutos a 4 minutos y se ejecutó controlando la velocidad de la carga de aproximadamente 50 kN/min. Los dos LVDT locales fueron de 20 mm y el LVDT global fue un medidor de 50 mm.

5. 1. 4. Instrumentación y montaje.

Se colocaron dos LVDT locales en cada cara (Anterior: 1 y Posterior: 2) de la pila con la finalidad de registrar el desplazamiento axial y, de esta manera, se determinó el módulo de elasticidad de la mampostería (albañilería) no reforzada de junta 25 mm. Estos instrumentos se retiraron antes de alcanzar el máximo valor de carga axial con la finalidad de evitar que se dañen por el colapso de la pila. Además, se colocó un LVDT global entre los cabezales de la máquina de compresión para que sirva de control del desplazamiento global vertical. La distancia entre LVDT fue de 300 mm y se colocaron respecto del centroide de la pila como se indica en la Figura 5.2. Se colocó en esta posición porque de esta manera no intervendrían los efectos locales por aplicación de la carga.

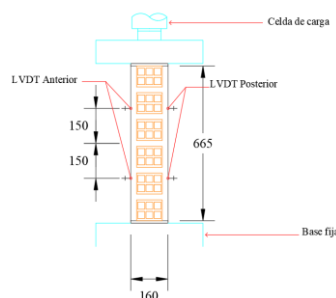






Figura 5.2: Instrumentación de la pila con medidas en milímetros.

5. 1. 5. Fallas observadas en las pilas no reforzadas.

Las fallas de las pilas no reforzadas fueron frágiles y se presentan las descripciones de la falla de cada pila en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Descripción de las fallas observadas en las pilas no reforzadas.

	<p><u>Pila PNR1</u> La falla fue frágil. Se tuvo desprendimiento del tarrajeo luego de haber llegado a la carga máxima y se obtuvo una falla local porque el capping no fue colocado adecuadamente. Se obtuvo rotura de las paredes del ladrillo en la zona superior.</p>
	<p><u>Pila PNR2</u> La falla fue frágil. También, se tuvo desprendimiento del tarrajeo luego de haber llegado a la carga máxima y se produjo una falla local porque el capping no fue colocado adecuadamente. Se produjo rotura de las paredes del ladrillo en la parte superior.</p>
	<p><u>Pila PNR3</u> La falla fue frágil. Se tuvo una falla de aplastamiento en una de las caras, debido a la flexo-compresión porque el capping no estuvo colocado adecuadamente. Estas imperfecciones generaron flexión debido a que las caras de asiento no fueron paralelas. Hubo desprendimiento del tarrajeo en la mitad superior cuando se llegó al estado último.</p>
	<p><u>Pila PNR4</u> La falla fue frágil. La falla se debió al capping inadecuado y esto produjo flexo-compresión. Hubo trituración de las paredes de las unidades y desprendimiento del tarrajeo cuando se llegó a la carga máxima.</p>

5. 1. 6. Cálculo de la resistencia característica a compresión axial de la mampostería no reforzada.

Los resultados del ensayo a compresión axial se emplearon para determinar la resistencia característica a compresión axial de la mampostería no reforzada ($f'm$). El valor de $f'm$ se obtuvo dividiendo la carga de rotura registrada entre el área bruta de la sección transversal de la pila. Este valor fue corregido según los factores de corrección por esbeltez que se indican en la Tabla 5.3 y, en caso de que se tuvieran valores de esbeltez mayores, se extrapoló. El valor de $f'm$ se obtuvo restando una desviación estándar al valor promedio de $f'm$ como se muestra en la fórmula 5.1.

Tabla 5.3: Factores de corrección por esbeltez (NTE E.070 Albañilería, 2006).

Esbeltez	2.0	2.5	3.0	4.0	4.5	5.0
Factor	0.73	0.80	0.91	0.95	0.98	1.0

$$f'm = fm - \sigma_p \quad \text{Eq. 5.1}$$

Se graficó la curva de Fuerza – Desplazamiento con el registro de la celda de carga y el LVDT local de todas las pilas como se presenta en la Figura 5.3. De esta manera, se realizaron los cálculos respectivos para cada pila con y sin tarrajeo para fines comparativos y se presentan en la Tabla 5.4 y la Tabla 5.5. Se obtuvo que la resistencia característica a compresión axial de la mampostería no reforzada de junta 25 mm considerando el espesor de tarrajeo fue 2.78 MPa (28.4 kgf/cm²) y sin considerar el tarrajeo fue 5.71 MPa (58.3 kgf/cm²). Para comparar con otros resultados, se consideró el valor de 2.78 MPa por el ser más conservador y porque la dosificación del mortero de 1:4 (cemento – arena fina) fue superior a lo usado en fines prácticos (1:6 o 1:8); es decir, se tuvo mayor contenido de cemento en la dosificación. Cuando se indica que no se considera el tarrajeo, significa que el área de aplicación de carga se reduce. En otras palabras, no se consideran los 25 mm de tarrajeo por cada cara de la pila en el cálculo de los esfuerzos. Se puede apreciar que, para el caso de estudio considerando el espesor del tarrajeo en los cálculos de esfuerzos, se tiene un coeficiente de variación de 21.7% que es muy cercano al 20%. Esto implica que la mano de obra fue uniforme en la construcción y tarrajeo de los especímenes.

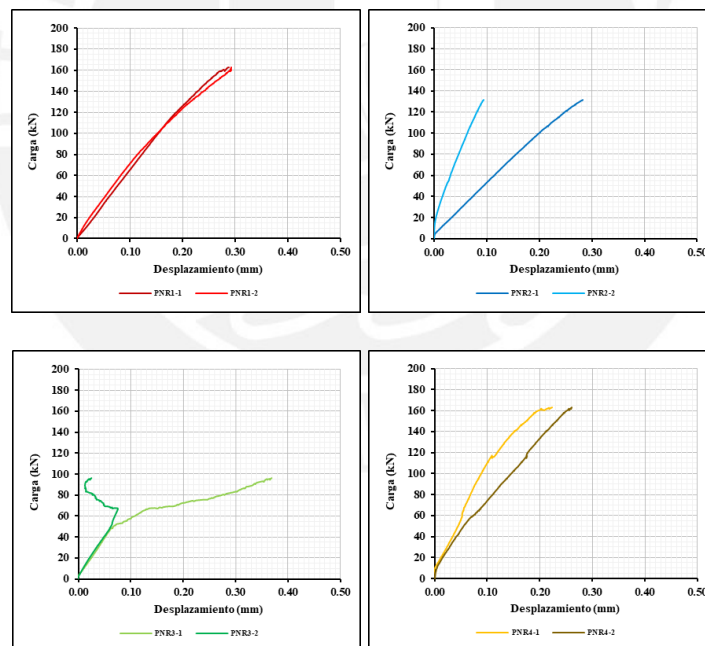


Figura 5.3: Curva Fuerza – Desplazamiento del registro de la celda de carga y los LVDT locales de las pilas no reforzadas.

Tabla 5.4: Resultados de los ensayos de compresión axial de pilas no reforzadas sin considerar el espesor del tarrajeo.

Especímen	Dimensiones			Esbeltez (H_p/t_p)	Factor de corrección	$P_{máx_p}$ (kN)	Área (mm ²)	f_m (MPa)	f_m corregido (MPa)
	Altura (mm) (H_p)	Largo (mm) (L_p)	Espesor (mm) (t_p)						
PNR1	650	230	95	6.842	1.3684	162.95	21 850	7.46	10.21
PNR2	645	225	100	6.450	1.2900	131.75	22 500	5.86	7.55
PNR3	645	225	105	6.143	1.2286	96.09	23 625	4.07	5.00
PNR4	648	230	100	6.480	1.2960	162.96	23 000	7.09	9.18
								$f_{m_{prom}}$	7.98
								σ_p	2.27
								CV	28.2%
								$f'm$	5.71

Tabla 5.5: Resultados de los ensayos de compresión axial de pilas no reforzadas considerando el espesor del tarrajeo.

Especímen	Dimensiones			Esbeltez (H_p/t_p)	Factor de corrección	$P_{máx_p}$ (kN)	Área (mm ²)	f_m (MPa)	f_m corregido (MPa)
	Altura (mm) (H_p)	Largo (mm) (L_p)	Espesor (mm) (t_p)						
PNR1	650	230	165	3.939	0.9476	162.95	37 950	4.29	4.07
PNR2	645	225	165	3.909	0.9464	131.75	37 125	3.55	3.36
PNR3	645	225	160	4.031	0.9519	96.09	36 000	2.67	2.54
PNR4	648	230	160	4.050	0.9530	162.96	36 800	4.43	4.22
								$f_{m_{prom}}$	3.55
								σ_p	0.77
								CV	21.7%
								$f'm$	2.78

5.1.7. Cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería no reforzada.

Se colocaron 2 LVDT locales en cada pila y fueron identificados como LVDT Anterior (1) y LVDT Posterior (2). El módulo de elasticidad de la mampostería no reforzada resultó del promedio del valor obtenido para cada sensor. Se calculó el valor de E_m según la gráfica Esfuerzo – Deformación unitaria como se muestra en la Figura 5.4 y con las fórmulas 5.2, 5.3 y 5.4. Los datos de esta gráfica fueron de aquellos desplazamientos registrados por los sensores de LVDT locales cuando se estaba aplicando la carga axial. Asimismo, se tomó el 50% y el 20% de la carga máxima en el tramo que representa el comportamiento elástico.

Los datos se presentan en la Tabla 5.6 y los resultados del cálculo de $E'm$ en la Tabla 5.7. El valor de $E'm$ se obtuvo restando una desviación estándar al valor promedio de E_m como se muestra en la fórmula 5.5. El valor de $E'm$ fue 5 400 MPa (55 600 kgf/cm²). Se consideró el espesor del tarrajeo por ambas caras de los especímenes en los cálculos porque el desprendimiento del mismo ocurrió o no al término de cada ensayo.

$$\Delta\sigma_p = \frac{\Delta P_{máx}}{\text{Área bruta}} = \frac{\Delta P_{máx}}{L_p \cdot t_p} \quad \text{Eq. 5.2}$$

$$\Delta \xi_P = \frac{\Delta \delta}{L_{P_{LVDT}}} \quad \text{Eq. 5.3}$$

$$Em = \frac{\Delta \sigma_P}{\Delta \xi_P} \quad \text{Eq. 5.4}$$

$$E'm = Em - \sigma_E \quad \text{Eq. 5.5}$$

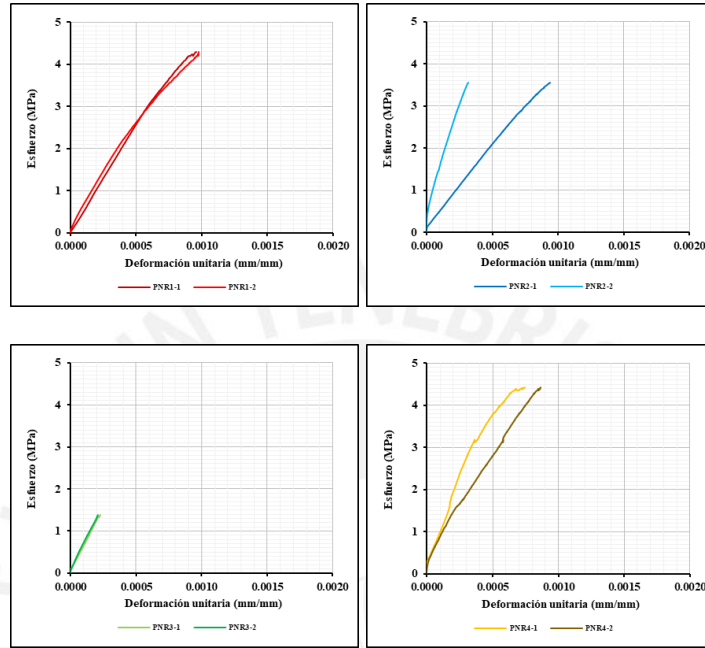


Figura 5.4: Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de las pilas no reforzadas.

Tabla 5.6: Datos para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería no reforzada.

Espécimen	Sensor	Distancia LVDT (mm) (1)	Área (mm ²) (2)	$P_{m\acute{a}x_{50\%}}$ (kN) (3)	$\delta_{50\%}$ (mm) (4)	$P_{m\acute{a}x_{20\%}}$ (kN) (5)	$\delta_{20\%}$ (mm) (6)
PNR1	Anterior	300	37 950	80.49	0.12320	32.54	0.04929
	Posterior	300			0.11479		0.04126
PNR2	Anterior	300	37 125	65.91	0.12530	26.27	0.04430
	Posterior	300			0.03511		0.00650
PNR3	Anterior	300	36 000	48.06	0.03162	19.17	0.01037
	Posterior	300			0.02794		0.00920
PNR4	Anterior	300	36 800	81.50	0.06942	32.58	0.02645
	Posterior	300			0.11198		0.03069

Tabla 5.7: Resultados para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería no reforzada.

Deformación unitaria (7) = [(4)-(6)] / (1)	$\sigma_{50\%P}$ (MPa) (8) = (3) / (2)	$\sigma_{20\%P}$ (MPa) (9) = (5) / (2)	E_m (MPa) [(8)-(9)] / (7)	E_m promedio de LVDT (MPa)
0.0002464	2.12	0.86	5 129	5 142
0.0002451			5 155	
0.0002700	1.78	0.71	3 954	7 575
0.0000954			11 196	
0.0000708	0.70	0.28	5 870	6 264
0.0000624			6 657	
0.0001432	2.21	0.89	9 281	7 094
0.0002709			4 906	
E_m (MPa)				6 519
σ_E (MPa)				1 066
CV				16.3%
$E'm$ (MPa)				5453

5. 2. Pilas reforzadas con malla electrosoldada

5. 2. 1. Características de los especímenes.

Se elaboraron 4 pilas reforzadas con malla electrosoldada de altura igual a 665 mm, largo de 230 mm y espesor de 160 mm (incluyendo el tarrajeo) como se indica en la Figura 5.5.

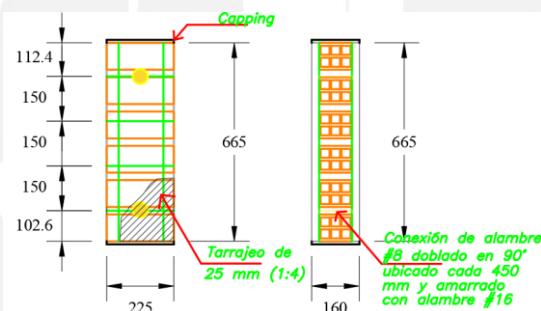


Figura 5.5: Dimensiones en milímetros de la pila reforzada.

5. 2. 2. Procedimiento de construcción.

El asentado de las unidades y el tarrajeo fueron los mismos que para las pilas no reforzadas. Los pasos del 1 al 3 y las consideraciones fueron similares a los de las pilas no reforzadas como se mostró en la Tabla 5.1 y los pasos adicionales para el refuerzo se detallan en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8: Procedimiento para la construcción de pilas reforzadas.



- Luego de 28 días de haberse construido los especímenes, se perforaron las pilas y se amarraron las mallas con alambre #16 empleando como conector un alambre #8 doblado a 90°. Los conectores estaban separados 450 mm. Se colocaron 2 conectores por cada pila.



5. Después del refuerzo de las pilas en ese mismo día, se tarrajearon con un espesor de 25 mm.



6. Para terminar, se colocó un capping de yeso – cemento en la parte superior e inferior de la pila un día antes del ensayo. Esto garantizó que el ensayo sea de axial pura y no ocurra flexo-compresión. El ensayo a compresión axial se ejecutó 28 días después del refuerzo de los especímenes.

5. 2. 3. Técnica de ensayo.

Se ejecutó de acuerdo a lo indicado en la sección de pilas no reforzadas; es decir, bajo los parámetros presentados por la NTP 399.605 (UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Método de ensayo para la determinación de la resistencia en compresión de prismas de albañilería) (2004) y la norma ASTM C1314-21 (2021a).

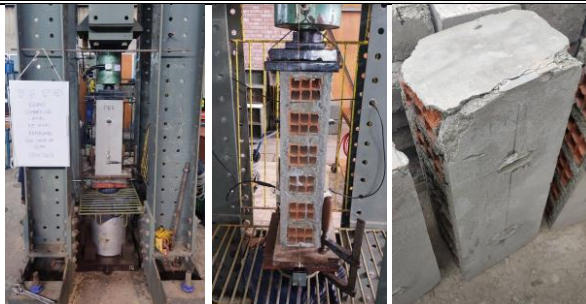
5. 2. 4. Instrumentación y montaje.

Al igual que en el caso de las pilas no reforzadas, se colocaron 2 LVDT locales (Anterior: 1 y Posterior: 2) en cada cara de la pila con la finalidad de registrar el desplazamiento axial y, de esta manera, se determinó el módulo de elasticidad. También, se colocó un LVDT global entre los cabezales de la máquina de compresión para que se pueda obtener el desplazamiento global vertical.

5. 2. 5. Fallas observadas en las pilas reforzadas.

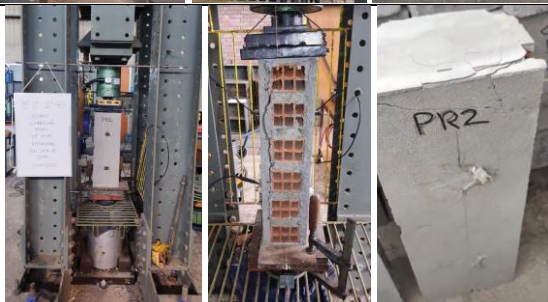
Las fallas de las pilas reforzadas fueron dúctiles y se presentan las descripciones de la falla de cada pila en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9: Descripción de las fallas observadas en las pilas reforzadas.



Pila PR1

La falla fue dúctil. Se tuvo un leve desprendimiento del tarrajeo al llegar a la carga máxima y se obtuvo una falla local porque las planchas de aplicación de carga no se colocaron adecuadamente. Se obtuvo rotura de las paredes del ladrillo en la zona superior.



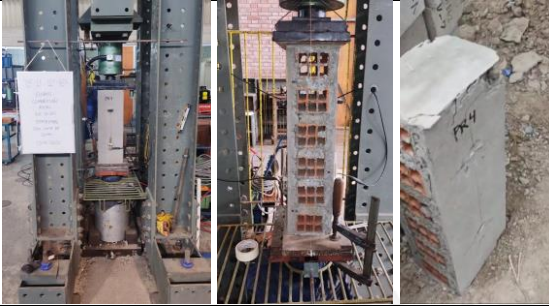
Pila PR2

La falla fue dúctil. También, se tuvo un leve desprendimiento del tarrajeo y una separación considerable del mismo al llegar a la carga máxima. Se produjo rotura de las paredes del ladrillo en la parte superior.



Pila PR3

La falla fue dúctil y extendida. Se tuvo un leve desprendimiento del tarrajeo de las paredes de la pila al alcanzar a la máxima carga. Se tuvo trituración de las paredes de los ladrillos.



Pila PR4

La falla fue dúctil. El daño fue extendido. Hubo trituración de las paredes de las unidades y ligero desprendimiento del tarrajeo cuando se llegó a la carga máxima.

5. 2. 6. Cálculo de la resistencia característica a compresión axial de la mampostería reforzada.

Los resultados del ensayo a compresión axial se emplearon para determinar la resistencia característica a compresión axial de la mampostería reforzada ($f'm_R$). El valor de fm_R , que es la resistencia a compresión axial de la mampostería reforzada, se obtuvo dividiendo la carga de rotura registrada entre el área bruta de la sección transversal de la pila. Este valor fue corregido según los factores de corrección por esbeltez que se indican en la Tabla 5.3 y, en caso de que se tuvieran valores de esbeltez mayores, se extrapoló. El valor de $f'm_R$ se obtuvo restando una desviación estándar al valor promedio de fm_R como se muestra en la fórmula 5.6.

$$f'm_R = fm_R - \sigma_P \quad \text{Eq. 5.6}$$

Se graficó la curva de Fuerza – Desplazamiento con el registro de la celda de carga y el LVDT local de todas las pilas como se presenta en la Figura 5.6. De esta manera, se realizan los cálculos respectivos para cada pila y se presentan en la Tabla 5.10. Se obtuvo que la resistencia característica a compresión axial de la mampostería reforzada de junta 25 mm fue 2.83 MPa (28.9 kgf/cm²). Se puede apreciar que se tiene un coeficiente de variación de 23.7% que es muy cercano al 20%. Esto implica que la mano de obra fue uniforme en la construcción y refuerzo de los especímenes.

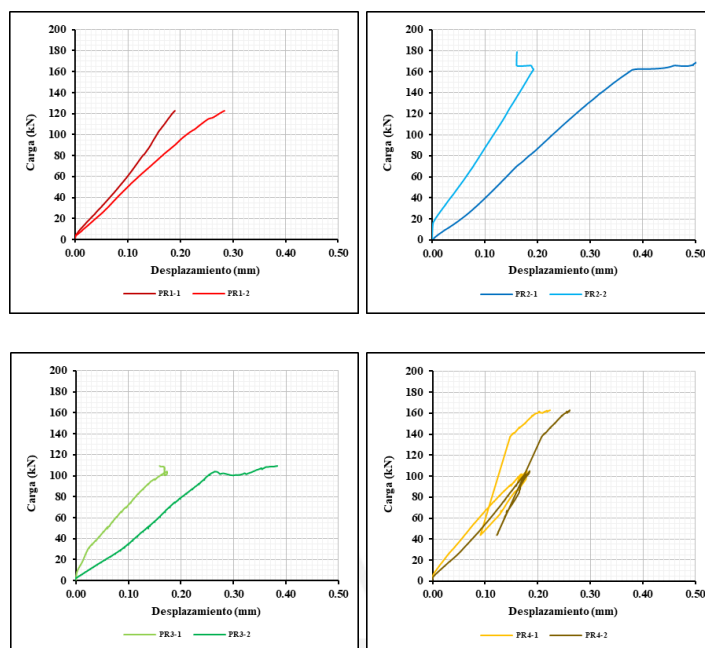


Figura 5.6: Curva Fuerza – Desplazamiento del registro LVDT local de las pilas reforzadas.

Tabla 5.10: Resultados de los ensayos de compresión axial de pilas reforzadas.

Especimen	Dimensiones			Esbeltéz (H_P/t_P)	Factor de corrección	$P_{m\acute{a}x_P}$ (kN)	Área (mm ²)	f_{m_R} (kN)	f_{m_R} corregido (MPa)
	Altura (mm) (H_P)	Largo (mm) (L_P)	Espesor (mm) (t_P)						
PR1	651	225	165	4.130	3.945	122.57	37 125	3.30	3.13
PR2	650	226	163	4.099	3.988	178.83	36 838	4.85	4.61
PR3	655	227	164	4.130	3.994	109.72	37 228	2.95	2.80
PR4	651	223	162	4.074	4.019	162.96	36 126	4.51	4.29
$f_{m_{prom_R}}$									3.71
σ_P									0.88
CV									23.7%
f'_{m_R}									2.83

5.2.7. Cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería reforzada.

Se colocaron 2 LVDT locales en cada pila y fueron identificados como LVDT Anterior (1) y LVDT Posterior (2). El módulo de elasticidad de la mampostería reforzada resultó del promedio del valor obtenido para cada sensor. Se calculó el valor de E_{m_R} según la gráfica Esfuerzo – Deformación unitaria como se muestra en la Figura 5.7 y con la fórmula 5.7. Los datos de esta gráfica fueron de aquellos desplazamientos registrados por los sensores de LVDT locales cuando se estaba aplicando la carga axial. Igualmente, como en el caso de pilas reforzadas, se tomó el 50% y el 20% de la carga máxima en el tramo que representa el comportamiento elástico.

Los datos se presentan en la Tabla 5.11 y los resultados del cálculo de E_{m_R} en la Tabla 5.12. El valor de E'_{m_R} se obtuvo restando una desviación estándar al valor promedio de E_m como se muestra en la fórmula 5.8. El valor de E'_{m_R} fue 4 100 MPa (42 500 kgf/cm²). En comparación con el valor obtenido de 5 400 MPa (55 600 kgf/cm²) para E'_m , se obtiene un

menor valor, pero con menor coeficiente de variación (7.5% para el **CV** de la mampostería reforzada y 16.3% para el **CV** de la mampostería no reforzada). Esto significa que la variabilidad en la construcción de los especímenes reforzados (mano de obra) fue más uniforme que en los especímenes no reforzados.

$$Em_R = \frac{\Delta\sigma_P}{\Delta\xi_P} \quad \text{Eq. 5.7}$$

$$E'm_R = Em_R - \sigma_E \quad \text{Eq. 5.8}$$

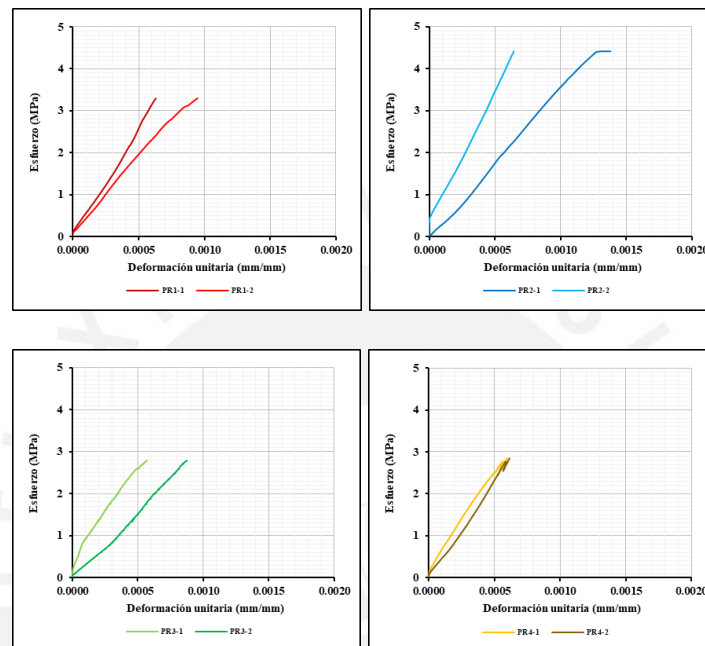


Figura 5.7: Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de las pilas reforzadas.

Tabla 5.11: Datos para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería reforzada.

Especimen	Sensor	Distancia LVDT (mm) (1)	Área (mm ²) (2)	$P_{m\acute{a}x_{50\%}}$ (kN) (3)	$\delta_{50\%}$ (mm) (4)	$P_{m\acute{a}x_{20\%}}$ (kN) (5)	$\delta_{20\%}$ (mm) (6)
PR1	Anterior	300	37 125	61.22	0.10044	24.49	0.03672
	Posterior	300			0.12271		0.04835
PR2	Anterior	300	36 838	80.73	0.18591	32.70	0.08555
	Posterior	300			0.09112		0.02349
PR3	Anterior	300	37 228	52.00	0.06239	20.80	0.01369
	Posterior	300			0.13917		0.05803
PR4	Anterior	300	36 126	52.47	0.07543	32.61	0.02344
	Posterior	300			0.09736		0.03891

Tabla 5.12: Resultados para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería reforzada.

Deformación unitaria (7) = [(4)-(6)] / (1)	$\sigma_{50\%P}$ (MPa) (8) = (3) / (2)	$\sigma_{20\%P}$ (MPa) (9) = (5) / (2)	$E m_R$ (MPa) [(8)-(9)] / (7)	$E m_R$ promedio de LVDT (MPa)
0.0002124	1.65	0.66	4 658	4 324
0.0002479			3 991	
0.0003345	2.19	0.89	3 898	4 841
0.0002254			5 784	
0.0001623	1.40	0.56	5 162	4 131
0.0002705			3 099	
0.0001733	1.45	0.58	5 033	4 754
0.0001948			4 476	
			$E m_R$ (MPa)	4 512
			σ_E (MPa)	340
			CV	7.5%
			$E' m_R$ (MPa)	4 172

5. 3. Comparación entre pilas reforzadas y no reforzadas

Como se indicó en el Capítulo 1, la finalidad de que los especímenes tengan un espesor de junta de 25 mm fue porque se quería estudiar la degradación de la rigidez y resistencia por emplear una junta mayor a la normada (15 mm). Asimismo, la mayoría de construcciones de este tipo no siguen las sugerencias y/o exigencias de las normativas peruanas, por ello es probable que los espesores no sean uniforme o mayores que 15 mm.

Se presenta la Tabla 5.13 con los resultados de ensayos previos recopilado por Díaz (2021) y de esta investigación para realizar comparaciones para especímenes no reforzados. Se tiene 2.05 MPa como valor promedio para los especímenes de junta 15 mm. Este valor promedio es menor al registrado para pilas no reforzadas de espesor de junta de 25 mm. Puede resultar contradictorio lo anterior considerando que, a mayor espesor de junta, menor resistencia registrada. Sin embargo, lo característico de los especímenes de espesor de junta 25 mm fue que tuvieron un espesor de tarrajeo de 25 mm con una dosificación de cemento – arena fina (1:4) y, de esta manera, se obtuvo una resistencia elevada. Es necesario realizar ensayos adicionales para estudiar la influencia del espesor grueso de tarrajeo y con dosificación 1:4 en especímenes de albañilería.

Tabla 5.13: Comparación entre pilas no reforzadas.

Año	Autor(es)	Espesor de junta (mm)	$f'm$ (MPa)	$E'm$ (MPa)
2007	Lazares y Salinas	15	2.20	No calculó.
2013	San Bartolomé et al.	15	2.30	1 500
2014	Zavala et al.	15	3.00	No calculó.
2016	Sáenz	15	1.30	1 800
2017	CISMID	15	1.70	No calculó.
2021	Bazalar y Espinoza	15	1.80	2 400
2022	Díaz	25	2.80	5 400

Se presenta la Tabla 5.14 con los resultados de los especímenes reforzados de espesor de junta 15 mm y 25 mm. Se tiene 2.20 MPa como valor promedio para los especímenes de junta 15 mm. Este valor también es menor que el valor promedio registrado para pilas reforzadas.

No se pueden realizar otras conclusiones porque es necesario realizar más ensayos en especímenes reforzados.

Tabla 5.14: Comparación entre pilas reforzadas.

Año	Autor(es)	Espesor de junta (mm)	$f'm_R$ (MPa)	$E'm_R$ (MPa)
2017	Quiun y Mamani	15	2.70	5 000
2021	Bazalar y Espinoza	15	1.70	1 800
2022	Díaz	25	2.80	4 100



Capítulo 6. Muretes de albañilería tubular

Se presentan los resultados y características de los especímenes sometidos a compresión diagonal con y sin refuerzo de malla electrosoldada. Los muretes reforzados y no reforzados estaban compuestos por seis hiladas horizontales y verticales. Las unidades se asentaron una sobre otra con un espesor de junta de 25 mm.

6. 1. Muretes no reforzados

6. 1. 1. Características de los especímenes.

Se elaboraron 4 muretes no reforzados con malla electrosoldada de altura igual a 665 mm, largo de 665 mm y espesor de 110 mm (160 mm incluyendo el tarrajeo) como se indica en la Figura 6.1.

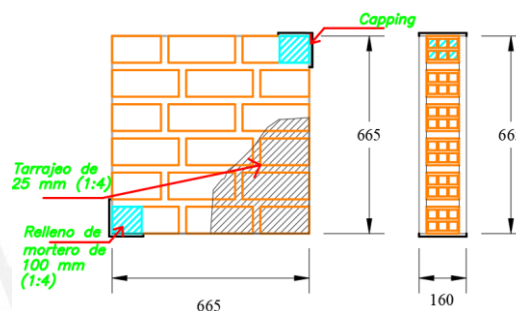


Figura 6.1: Dimensiones en milímetros del murete no reforzado.

6. 1. 2. Procedimiento de construcción.

El asentado de las unidades se hizo con un mortero de relación cemento – arena gruesa de 1:4 y el tarrajeo tuvo una relación cemento – arena fina de 1:4. Los pasos de construcción se detallan en la Tabla 6.1 y se construyeron siguiendo las indicaciones normativas necesariamente.

Tabla 6.1: Procedimiento para la construcción de muretes no reforzados.



1. Aproximadamente 15 horas antes de la construcción de los muretes, se regaron las unidades por 30 minutos.



2. Sobre una superficie plana de madera fenólica, se asentaron las unidades una sobre otra. Se colocaron los ladrillos guías o maestros para garantizar la verticalidad y uniformidad de los muretes. Se construyeron 6 hiladas, por esbeltez y similitud con las pilas. La verticalidad de los muretes se garantizó con una plomada y un nivel.



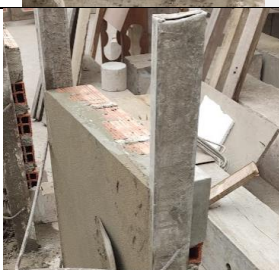
3. El alineamiento se controló con el cordel, la altura con el escantillón garantizando los 25 mm de espesor de juntas horizontales y verticales y la verticalidad con un nivel y plomada.



4. Se rellenaron los extremos opuestos donde se iba a colocar el capping con una relación del mortero de cemento – arena gruesa de 1:4 por una longitud de aproximadamente 100 mm (hasta la mitad de la unidad).



5. Después de 14 días de la construcción de los muretes, se tarrajearon con un espesor de 25 mm.



6. Para terminar, se colocó un capping de yeso – cemento en las esquinas opuestas de cada espécimen un día antes del ensayo. Esto garantizó la uniformidad de la superficie de contacto entre los cabezales del equipo mecánico de ensayo y los muretes. El ensayo a compresión diagonal se ejecutó 28 días después de la construcción de los especímenes.

6. 1. 3. Técnica de ensayo.

Se ejecutó bajo los parámetros presentados por la NTP 399.621 (UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Método de ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería) (2004) y la norma ASTM E519/E519M – 21 *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages* (2021b). El equipo de ensayo consistió de una celda una gata hidráulica de 2 000 kN y una celda de carga de 1 000 kN. El ensayo se realizó aplicando una carga monotónica a una velocidad de 10 kN/min durante unos 15 minutos. La celda y la gata hidráulica se apoyaron sobre un pórtico metálico de reacción. En el caso de los muretes, se retiraron los LVDT a una carga de alrededor de 100 kN. Los 2 LVDT locales fueron de 20 mm y el LVDT global fue de 50 mm como en el caso de los ensayos de las pilas.

6. 1. 4. Instrumentación y montaje.

Se colocaron 2 LVDT locales (Vertical: 1, Horizontal: 2) a cada murete con la finalidad de registrar los desplazamientos diagonales como se indica en la Figura 6.2 y, de esta manera, se determinó el módulo de corte de la mampostería (albañilería) no reforzada de junta 25 mm. Los instrumentos se retiraron a tiempo para una cierta carga determinada con la finalidad de evitar que se dañen por la falla abrupta del murete. El transporte y montaje de los especímenes se realizó en un equipo de izaje a través del puente grúa del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP.

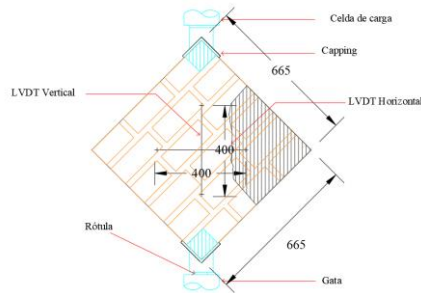


Figura 6.2: Instrumentación del murete con medidas en milímetros.

6. 1. 5. Fallas observadas en los muretes no reforzados.

Las fallas de los muretes no reforzados fueron frágiles y se presentan las descripciones de la falla de cada murete en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Descripción de las fallas observadas en los muretes no reforzados.

	<p><u>Murete MUNR1</u></p>
	<p><u>Murete MUNR2</u></p>
	<p><u>Murete MUNR3</u></p>
	<p><u>Murete MUNR4</u></p>

La falla fue local, de naturaleza frágil localizada en la zona de aplicación de la carga. Se tuvo trituración de los ladrillos en la zona superior.

La falla fue frágil. Se tuvo una falla local y trituración de ladrillos en la parte superior donde se aplicó la carga. El mortero no penetró lo suficiente en la zona de aplicación.

La falla fue frágil. Se tuvo una falla local en las zonas de contacto de los aplicadores de carga.

La falla fue frágil. El daño fue más extendido y se tuvo trituración de ladrillos.

6. 1. 6. Cálculo de la resistencia al corte del ensayo de compresión diagonal de la mampostería no reforzada.

Con la carga máxima registrada en cada murete, se calculó la resistencia al corte del espécimen. El área diagonal se obtuvo multiplicando la diagonal del murete por el espesor del murete empleando la fórmula 6.1.

$$vm = \frac{P_{máx_{MU}}}{\text{Área diagonal}} = \frac{P_{máx_{MU}}}{(\sqrt{L_{MU}^2 + H_{MU}^2}) \cdot t_{MU}} \quad \text{Eq. 6.1}$$

Después, se obtuvo el valor promedio de vm y la desviación estándar. De esta manera, se determinó la resistencia característica al corte restando una desviación estándar del promedio como se indica en la fórmula 6.2. Se realizaron los cálculos respectivos para cada murete y se presentan en la Tabla 6.3. Se obtuvo que la resistencia característica a corte de la mampostería no reforzada de junta 25 mm fue 0.80 MPa (7.76 kgf/cm²). La resistencia elevada se debió a que el mortero de las juntas entró en los alveolos formando una unión tipo llave. Se tuvo un coeficiente de variación de 16.9% lo que se significa que la mano de obra fue uniforme en la construcción de los especímenes.

$$v'm = vm - \sigma_{MU} \quad \text{Eq. 6.2}$$

Tabla 6.3: Resultados de los ensayos de compresión diagonal de muretes no reforzados.

Espécimen	Dimensiones				$P_{máx_{MU}}$ (kN)	Área de corte (mm ²)	vm (MPa)
	Altura (mm) (H_{MU})	Largo (mm) (L_{MU})	Espesor (mm) (t_{MU})	Diagonal (mm)			
MUNR1	658	665	155	935.5	121.84	145 005	0.84
MUNR2	665	665	155	940.5	112.14	145 770	0.77
MUNR3	645	666	156	927.1	134.37	144 633	0.93
MUNR4	664	665	154	939.7	162.94	144 721	1.13
						vm_{prom}	0.92
						σ_{MU}	0.15
						CV	16.9%
						$v'm$	0.76

6. 1. 7. Cálculo del módulo de corte característico de la mampostería no reforzada.

Como se mencionó anteriormente, se colocaron 2 LVDT en cada murete y fueron identificados como LVDT Vertical (1) y LVDT Horizontal (2). El módulo de corte de la mampostería no reforzada resultó del promedio del valor obtenido para cada sensor. Se calculó el valor de Gm según la gráfica Esfuerzo – Deformación unitaria como se muestra en la Figura 6.3 y con la fórmula 6.3, 6.4 y 6.5. Asimismo, se tomó el 50% y el 20% de la carga máxima en el tramo que representa el comportamiento elástico.

Los datos se presentan en la Tabla 6.4 y los resultados del cálculo de Gm en la Tabla 6.5. El valor de $G'm$ se obtuvo restando una desviación estándar al valor promedio de Gm como se muestra en la fórmula 6.6. El valor de $G'm$ fue 2 700 MPa (27 900 kgf/cm²).

$$\Delta\tau = \frac{\Delta P_{máx}}{\text{Área diagonal}} = \frac{\Delta P_{máx}}{(\sqrt{L_{MU}^2 + H_{MU}^2}) \cdot t_{MU}} \quad \text{Eq. 6.3}$$

$$\gamma_{h,v} = \frac{\delta_h + \delta_v}{L} \quad \text{Eq. 6.4}$$

$$Gm = \frac{\Delta\tau}{\gamma_{h,v}} \quad \text{Eq. 6.5}$$

$$G'm = Gm - \sigma_G \quad \text{Eq. 6.6}$$

Tabla 6.4: Datos para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería no reforzada.

Espécimen	Sensor	Distancia LVDT (mm) (1)	Área de corte (mm ²) (2)	$P_{m\acute{a}x_{50\%}}$ (kN) (3)	$\delta'_{50\%}$ (mm) (4)	$P_{m\acute{a}x_{20\%}}$ (kN) (5)	$\delta'_{20\%}$ (mm) (6)
MUNR1	Vertical	400	145 005	60.93	0.02592	27.18	0.00537
	Horizontal	400			-0.01723		-0.00599
MUNR2	Vertical	400	145 770	44.52	0.03102	23.04	0.00735
	Horizontal	400			-0.00770		-0.00274
MUNR3	Vertical	400	144 633	56.68	0.03452	25.38	0.01044
	Horizontal	400			-0.00296		-0.00134
MUNR4	Vertical	400	144 721	50.67	0.03241	26.00	0.01102
	Horizontal	400			-0.00487		-0.00285

Tabla 6.5: Resultados para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería no reforzada.

Deformación unitaria (7) = [(4)-(6)] / (1)	$\tau_{50\%}$ (MPa) (8) = (3) / (2)	$\tau_{20\%}$ (MPa) (9) = (5) / (2)	$\Delta\tau$ (MPa) (10) = (8) - (9)	$\gamma_{h,v}$ (11) = [(4)-(6)] / (1)	Gm (MPa) (10) / (11)
0.0000514	0.42	0.17	0.25	0.0000514	3 172
-0.0000281				-0.0000281	
0.0000592	0.31	0.12	0.18	0.0000592	2 560
-0.0000124				-0.0000124	
0.0000602	0.39	0.16	0.24	0.0000602	3 663
-0.0000040				-0.0000040	
0.0000535	0.35	0.14	0.21	0.0000535	3 583
-0.0000051				-0.0000051	
Gm (MPa)					3 244
σ_G (MPa)					505
CV					15.6%
$G'm$ (MPa)					2 740

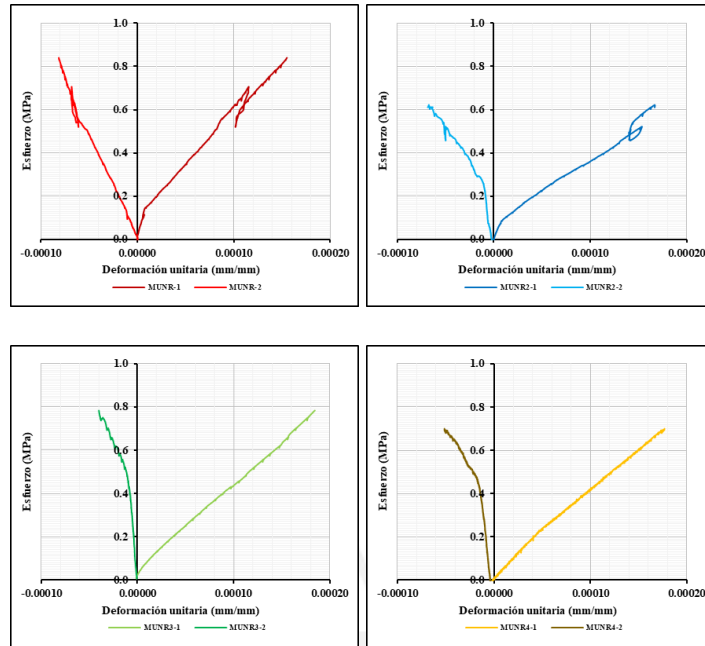


Figura 6.3: Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de los muretes no reforzados.

6. 2. Muretes reforzados con malla electrosoldada

6. 2. 1. Características.

Se elaboraron 4 muretes reforzados con malla electrosoldada de altura igual a 665 mm, largo de 665 mm y espesor 160 mm (incluyendo el tarrajeo) como se indica en la Figura 6.4.

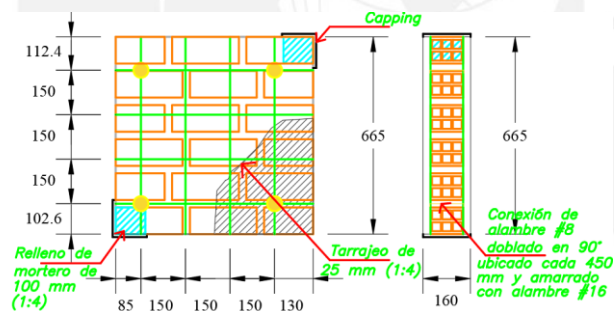


Figura 6.4: Dimensiones en milímetros del murete reforzado.

6. 2. 2. Procedimiento de construcción.

Al igual que los muretes no reforzados, los muretes no reforzados se construyeron para ser sometidos a ensayos de compresión diagonal y, de esa manera, obtener el valor de $v'm_R$. Los pasos del 1 al 4 fueron similares a los mostrados en la Tabla 6.1 y los pasos adicionales para el refuerzo se detallan en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6: Procedimiento para la construcción de muretes reforzados.



5. Luego de 28 días de haberse construido los especímenes, se perforaron los muretes y se amarraron las mallas con alambre #16 empleando como conector un alambre #8 doblado a 90°. Los conectores estaban separados 450 mm. Se colocaron 4 conectores por cada murete. Los detalles se pueden apreciar en la Figura 6.4.



6. Después, se tarrajearon con un espesor de 25 mm.



7. Para terminar, se colocó un capping de yeso – cemento en la parte superior e inferior de la pila a lo mucho un día antes del ensayo. El ensayo a compresión diagonal se ejecutó 28 días después del refuerzo de los especímenes.

6. 2. 3. Técnica de ensayo.

Se ejecutó de acuerdo a lo indicado en la sección de muretes no reforzados; es decir, bajo los consideraciones presentadas en la NTP 399.621 (UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Método de ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería) (2004) y la norma ASTM E519/E519M – 21 *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assmblages* (2021b).

6. 2. 4. Instrumentación y montaje.

Al igual que en el caso de los muretes no reforzados, se colocaron 2 LVDT en dirección vertical (1) y horizontal (2) con la finalidad de registrar el desplazamiento diagonal y, de esta manera, se determinó el módulo de corte de la mampostería (albañilería) reforzada de junta 25 mm.

6. 2. 5. Fallas observadas en los muretes reforzados.

Las fallas de los muretes reforzados fueron dúctiles y se presentan las descripciones de la falla de cada murete en la Tabla 6.7.

Tabla 6.7: Descripción de las fallas observadas en los muretes reforzados.



Murete MUR1

La falla fue progresiva y de naturaleza dúctil. Se tuvo una falla local y la malla evitó el daño abrupto.



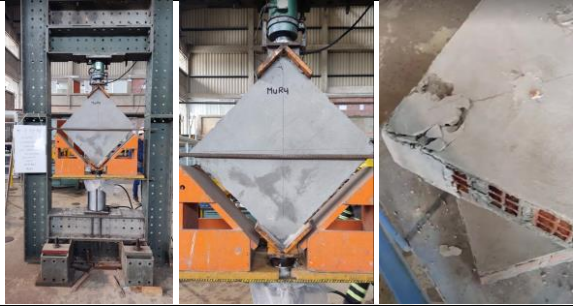
Murete MUR2

La falla fue dúctil. No tuvo muchos daños extendidos, pero la falla fue local y hubo separación del mortero cerca de la zona de la aplicación de carga.



Murete MUR3

La falla fue dúctil y localizada en la esquina de aplicación de la carga. Se tuvo extensión de fisuras por la diagonal ligeramente.



Murete MUR4

La falla fue local, pero dúctil. Se pudo ver la aparición de fisuras conforme se aplicaba la carga.

6. 2. 6. Cálculo de la resistencia al corte del ensayo de compresión diagonal de la mampostería reforzada.

Con la carga máxima registrada en cada murete reforzado, se calcula la resistencia al corte del espécimen. El área diagonal se obtiene multiplicando la diagonal del murete por el espesor del murete empleando la fórmula 6.7.

$$vm_R = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\text{Área diagonal}} = \frac{P_{m\acute{a}x_{MU}}}{(\sqrt{L_{MU}^2 + H_{MU}^2}) \cdot t_{MU}} \quad \text{Eq. 6.7}$$

Después, se obtiene el valor promedio de vm_R y la desviación estándar. De esta manera, se determina la resistencia característica al corte restando una desviación estándar del promedio como se muestra en la fórmula 6.8. Se realizaron los cálculos respectivos para cada murete reforzado y se presentan en la Tabla 6.8. Se obtuvo que la resistencia característica a corte de la mampostería reforzada de junta 25 mm fue 0.80 MPa (7.96 kgf/cm²). El valor elevado de resistencia se debió a la conexión tipo llave entre los alveolos y el mortero de las juntas.

$$v'm_R = vm_R - \sigma_{MU} \quad \text{Eq. 6.8}$$

Tabla 6.8: Resultados de los ensayos de compresión diagonal de muretes reforzados.

Especimen	Dimensiones				$P_{m\acute{a}x_{MU}}$ (kN)	Área de corte (mm ²)	vm_R (MPa)
	Altura (mm) (H_{MU})	Largo (mm) (L_{MU})	Espesor (mm) (t_{MU})	Diagonal (mm)			
MUR1	647	669	157	930.7	135.90	146 117	0.93
MUR2	653	665	160	932.0	115.10	149 121	0.77
MUR3	647	664	157	927.1	126.97	145 554	0.87
MUR4	656	667	157	935.5	159.60	146 879	1.09
vm_{Rprom}							0.92
σ_{MU}							0.13
CV							14.4%
$v'm_R$							0.78

6. 2. 7. Cálculo del módulo de corte característico de la mampostería reforzada.

Como se mencionó anteriormente, se colocaron 2 LVDT en cada murete y fueron identificados como LVDT Vertical (1) y LVDT Horizontal (2). El procedimiento de cálculo fue similar al mencionado para muretes no reforzados. Se calculó el valor de Gm_R según la gráfica Esfuerzo – Deformación unitaria como se muestra en la Figura 6.5 y la fórmula 6.9.

Los datos se presentan en la Tabla 6.9 y los resultados del cálculo de Gm_R en la Tabla 6.10. El valor de $G'm_R$ se obtuvo restando una desviación estándar al valor promedio de Gm_R como se muestra en la fórmula 6.10. El valor de $G'm_R$ fue 3 000 MPa (31 200 kgf/cm²).

$$Gm_R = \frac{\Delta\tau}{\gamma_{h,v}} \quad \text{Eq. 6.9}$$

$$G'm_R = Gm_R - \sigma_G \quad \text{Eq. 6.10}$$

Tabla 6.9: Datos para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería reforzada.

Espécimen	Sensor	Distancia LVDT (mm) (1)	Área de corte (mm ²) (2)	$Pm_{\max 50\%}$ (kN) (3)	$\delta'_{50\%}$ (mm) (4)	$Pm_{\max 20\%}$ (kN) (5)	$\delta'_{20\%}$ (mm) (6)
MUR1	Vertical	400	146 117	67.81	0.05361	27.18	0.01728
	Horizontal	400			-0.00276		-0.00122
MUR2	Vertical	400	149 121	57.54	0.02230	23.04	0.00652
	Horizontal	400			-0.00486		-0.00004
MUR3	Vertical	400	145 554	63.47	0.02306	25.38	0.00098
	Horizontal	400			-0.00631		-0.00298
MUR4	Vertical	400	146 879	65.01	0.02776	26.00	-0.00014
	Horizontal	400			-0.00462		-0.00187

Tabla 6.10: Resultados para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería reforzada.

Deformación unitaria (7) = [(4)-(6)] / (1)	$\tau_{50\%}$ (MPa) (8) = (3) / (2)	$\tau_{20\%}$ (MPa) (9) = (5) / (2)	$\Delta\tau$ (MPa) (10) = [(8)-(9)]	$\gamma_{h,v}$ (11) = [(4)-(6)] / (1)	Gm_R (MPa) (10) / (11)
0.0000908	0.46	0.19	0.28	0.0000908	2 937
-0.0000038				0.0000038	
0.0000395	0.39	0.15	0.23	0.0000395	4 492
-0.0000121				0.0000121	
0.0000552	0.44	0.17	0.26	0.0000552	4 122
-0.0000083				0.0000083	
0.0000697	0.44	0.18	0.27	0.0000697	3 466
-0.0000069				0.0000069	
Gm_R (MPa)					3 754
σ_G (MPa)					691
CV					18.4%
$G'm_R$ (MPa)					3 063

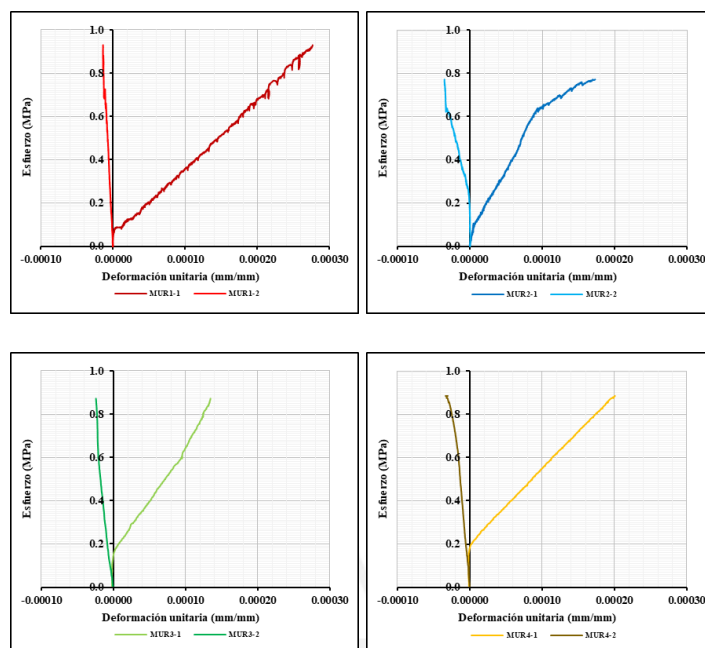


Figura 6.5: Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de los muretes reforzados.

6. 3. Comparación entre muretes reforzados y no reforzados

Se presenta la Tabla 6.11 Tabla 5.13 con los resultados de ensayos previos recopilado por Díaz (2021) y de esta investigación para realizar comparaciones para especímenes no reforzados. Se tiene 0.78 MPa como valor promedio para los especímenes de junta 15 mm. Este valor promedio es ligeramente menor al registrado para muretes no reforzados de espesor de junta de 25 mm. A pesar de estos resultados, se debe considerar que la relación cemento – arena fina (1:4) del tarrajeo es mayor a lo usual. Por ello, de igual forma que en el caso de pilas no reforzadas, se deberían ensayos adicionales para estudiar la influencia del espesor grueso de tarrajeo y con dosificación 1:4 en especímenes de albañilería.

Tabla 6.11: Comparación entre muretes no reforzados.

Año	Autor(es)	Espesor de junta (mm)	$v'm$ (MPa)	$G'm$ (MPa)
2007	Lazares y Salinas	15	0.70	No calculó.
2013	San Bartolomé et al.	15	0.90	No calculó.
2016	Sáenz	15	0.90	No calculó.
2017	CISMID	15	0.40	No calculó.
2018	Cevallos y Diaz	15	0.90	No calculó.
2021	Bazalar y Espinoza	15	0.90	1 100
2022	Díaz	25	0.80	2 700

Se presenta la Tabla 6.12 con los resultados de los especímenes reforzados de espesor de junta 15 mm y 25 mm. Se tiene 0.85 MPa como valor promedio para los especímenes de junta 15 mm. Este valor es cercano al obtenido en especímenes reforzados de espesor de junta de 25mm. No se pueden realizar mayores conclusiones por la falta de ensayos en especímenes reforzados.

Tabla 6.12: Comparación entre muretes reforzados.

Año	Autor(es)	Espesor de junta (mm)	$v'm_R$ (MPa)	$G'm_R$ (MPa)
2017	Quiun y Mamani	15	0.90	1 200
2018	Cevallos y Díaz	15	0.90	No calculó.
2021	Bazalar y Espinoza	15	0.80	750
2022	Díaz	25	2.80	3 000



Capítulo 7. Ensayo cuasi-estático de muros de albañilería confinada de ladrillos pandereta

Se presentan los cálculos y procedimiento de la construcción y ensayo de la albañilería confinada tubular. El trabajo de investigación consistió en el ensayo de carga lateral cíclico de 2 muros a escala natural (uno sin refuerzo y otro con refuerzo) de acuerdo a los procedimientos del FEMA 461 (2007) y las explicaciones de Pari y Manchego (2017). Estos ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Ambos especímenes se ensayaron hasta el estado de rotura.

7. 1. Análisis teórico y diseño de los muros a escala natural

Con la finalidad de diseñar los elementos de confinamiento, se consideró el procedimiento realizado por San Bartolomé et al. (2013) y Quiun y Mamani (2017). Se decidió estimar valores de resistencias características, módulos de elasticidad y corte obtenidas de San Bartolomé et al. (2013), Quiun y Mamani (2017) y Bazalar y Espinoza (2021) en 25% de acuerdo a la investigación sobre el comportamiento de elementos de albañilería en ensayos de compresión diagonal y corte directo en 1980 (San Bartolomé, 1994). Esta reducción se aplicó debido a que el espesor de la junta fue 25 mm, lo cual reduce la resistencia de la albañilería. Las propiedades mecánicas se presentan en la Tabla 7.1 y Tabla 7.2.

Tabla 7.1: Propiedades mecánicas de la albañilería no reforzada.

Propiedades mecánicas	San Bartolomé et al. (2013)	Bazalar y Espinoza (2021)	Promedio	Promedio reducido en 25%
Resistencia característica a compresión axial (MPa)	2.30	1.80	2.10	1.60
Resistencia característica a corte puro (MPa)	0.90	0.90	0.90	0.70
Módulo de elasticidad característico (MPa)	1 500	2 400	1 950	1 460
Módulo de corte característico (MPa)	---	1 100	1 100	825

Tabla 7.2: Propiedades mecánicas de la albañilería reforzada.

Propiedades mecánicas	Quiun y Mamani (2017)	Bazalar y Espinoza (2021)	Promedio	Promedio reducido en 25%
Resistencia característica a compresión axial (MPa)	2.70	1.70	2.20	1.70
Resistencia característica a corte puro (MPa)	0.90	0.80	0.85	0.70
Módulo de elasticidad característico (MPa)	5 000	1 800	3 400	2 550
Módulo de corte característico (MPa)	1 200	750	975	730

7. 1. 1. Consideraciones del diseño de los elementos de confinamiento de los muros.

La NTE E.070 Albañilería (2006) prohíbe la construcción de muros confinados con este tipo de unidades en zonas de alta sismicidad. A pesar de ello, se realizó el diseño de los muros para fines de investigación. Ambos muros fueron diseñados a la rotura y se consideró que los muros se comportarían elásticamente en sismos leves. Se consideró la propuesta preliminar de curva bilineal para albañilería no reforzada y reforzada de ladrillos tubulares de Díaz (2021).

A pesar de que esas propuestas son para muros con espesor de junta entre 10 a 15 mm, se consideró lo mismo para este caso de espesor de junta de 25 mm. Las fórmulas 7.1 al 7.3 se presentan a continuación.

$$Vm = 0.20 \cdot v'm \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot Pg \quad \text{Eq. 7.1}$$

$$Vm_R = 0.50 \cdot v'm_R \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot Pg \quad \text{Eq. 7.2}$$

Ambos muros estuvieron sometidos a una carga axial de 160 kN representativo de tres pisos (Quiun & Mamani, 2017) y se presentan los resultados obtenidos de la aplicación de las fórmulas 7.1 y 7.2 en la Tabla 7.3. Este valor obtenido es la carga teórica cuando se llega al agrietamiento diagonal. Se consideró que el valor de α fue lo que se indica en la propuesta de NTE E.070 Albañilería (2020).

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{L}{0.8H} \leq 1 \quad \text{Eq. 7.3}$$

Tabla 7.3: Cálculo de la capacidad por corte.

$v'm$ (MPa)	0.70
$v'm_R$ (MPa)	0.70
t (mm)	160 (MNR)*
	160 (MR)
L (mm)	2 675
H (mm)	2 480
α	1.35
	1
σ (MPa)	0.38
Pg (kN)	160
Vm (kN)	96.7**
Vm_R (kN)	186.6

*: Se consideró el tarrajeo como espesor del muro porque se esperó que la relación 1:4 del mortero genere una adherencia particular y que no se desprenda.

** : 78 kN como Vm sin considerar el espesor del tarrajeo por ambas caras.

- **Diseño de viga de cimentación**

El refuerzo longitudinal consistió en 6 fierros corridos de ϕ 5/8'' y el refuerzo transversal consistió en estribos de ϕ 3/8'' espaciados a 1 @ 0.05 m, 5 @ 0.10 m y resto @ 0.25 m. La longitud del gancho fue de 0.25 m y la viga de cimentación fue lo suficientemente rígida para que soporte los esfuerzos producto del traslado del muro, el ensayo y los dispositivos mecánicos de ensayo en contacto con esta. La sección de la viga de cimentación fue de 300 mm ancho, 350 mm de peralte y 3 920 mm de largo.

- **Diseño de viga solera**

Para el diseño del acero horizontal, se empleó la fórmula 7.4. El área de acero horizontal resultó ser 128 mm² para el muro no reforzado MNR y 247 mm² para el muro reforzado MR. El acero mínimo se calculó según la fórmula 7.5 (adicionalmente, se considera un acero mínimo de 4 ϕ 8 mm) y se obtuvo un acero mínimo de 146 mm². Por lo tanto, se colocaron 4 fierros corridos de ϕ 3/8'' (284 mm²). Se colocaron estribos de ϕ 3/8'' espaciados a 1 @ 0.05 m, 5 @ 0.10 m y resto @ 0.15 m. Los cabezales del equipo de ensayo aplican la carga directamente a la solera; por lo tanto, se colocaron dos ganchos de fierro de ϕ 1/2'' de longitud de anclaje 1 m y de longitud de gancho 0.10 m en cada esquina. Se emplearon 3 estribos de ϕ

3/8'' para los bastones adicionales a lo largo del pequeño volado hasta la cara del nudo viga – columna. De esta manera, se evitarían fallas locales debido a la aplicación de la carga. La viga solera tuvo una sección transversal de 200 mm x 180 mm y 2 870 mm de largo.

$$\dot{A}_{sol} = \frac{0.5 \times (Vm \text{ o } Vm_R)}{fy \times \phi_T} \quad \text{Eq. 7.4}$$

$$\dot{A}_{mín_{sol}} = \frac{0.1 \times f'c \times \dot{A}_{cs}}{fy} \quad \text{Eq. 7.5}$$

- **Diseño de columna de confinamiento**

Las columnas son elementos estructurales que, en el caso de la albañilería confinada, absorben la carga en su totalidad cuando ocurre el agrietamiento diagonal. Se despreció el momento flector y solo se diseña para fuerzas de tracción y compresión. Se presentan los datos para el cálculo de las fuerzas internas en la Tabla 7.4. Asimismo, se muestran los cálculos respectivos en la Tabla 7.5. El diseño respectivo se presenta en la Tabla 7.6 y Tabla 7.7. La columna de confinamiento tuvo una sección transversal de 130 mm x 200 mm de y 2 300 mm de altura.

Tabla 7.4: Datos para el cálculo de fuerzas internas.

Altura del muro hasta el eje de aplicación de carga, h' (m)	2.39
Resistencia al agrietamiento diagonal para el muro no reforzado, Vm (kN)	96.7
Resistencia al agrietamiento diagonal para el muro no reforzado, Vm_R (kN)	186.6
Resistencia a compresión del concreto, $f'c$ (MPa)	17

Tabla 7.5: Cálculo de fuerzas internas.

Valores	Unidad	Muro no reforzado (MNR)	Muro reforzado (MR)
$M_u = h' \times (Vm \text{ o } Vm_R)$	kN.m	231.2	446.0
L	m		2.675
# de paños	---		1
Lm	m		2.675
Nc	---		2
$M = M_u - (Vm \text{ o } Vm_R) \times \frac{h'}{2}$	kN.m	115.6	223.0
$F = \frac{M}{L}$	kN	43.2	83.4
V_c	kN	48.4	93.3
$P_c = \frac{Pg}{Nc}$	kN		80.0
Pt	kN		0.0
$T = F - P_c - Pt$	kN	*0.00	3.4
$C = P_c + F$	kN	123.2	163.4

*: Se consideró un valor de 0.00 kN porque la fuerza de tracción fue negativa.

Tabla 7.6: Diseño por compresión.

Valores	Unidad	Muro no reforzado (MNR)	Muro reforzado (MR)
$A_n = A_s + \frac{C}{\phi_c} - A_s \cdot f_y$	mm ²	*0.00	1 956
$\hat{A}_{ncc} (80 \text{ mm} \times 150 \text{ mm})$	mm ²		12 000

*: Se consideró un valor de 0.00 mm² porque el valor de acero fue negativo.

Tabla 7.7: Diseño por corte por fricción y determinación del refuerzo longitudinal.

Valores	Unidad	Muro no reforzado (MNR)	Muro reforzado (MR)
$A_{cf} = \frac{V_c}{0.20 \cdot f'c \cdot \phi_{cf}}$	mm ²	16 734	32 284
A_c	mm ²		26 000
$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi_{cf}}$	mm ²	169	327
$A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi_{cf}}$	mm ²	0	9
$A_s = A_{sf} + A_{st}$	mm ²	169	336
$Amín_{c1} = \frac{0.10 \cdot f'c \cdot A_c}{f_y}$	mm ²		105
$Amín_{c2} = 4 \phi 8 \text{ mm}$	mm ²		200
A_s	mm ²		516

Como refuerzo longitudinal, se colocaron 4 fierros de $\phi 1/2''$ (516 mm²) y, como refuerzo transversal, se colocaron estribos de $\phi 3/8''$ espaciados a 1 @ 0.05 m, 4 @ 0.10 m y resto @ 0.20 m. Debido a las dimensiones de las columnas de confinamiento, se colocaron estribos de 1 3/4 de vuelta para evitar que aparezcan cangrejas cuando se coloque el concreto. En la Figura 7.1, se presenta el diseño del muro no reforzado MNR. El recubrimiento de todos los elementos de concreto armado fue 25 mm.

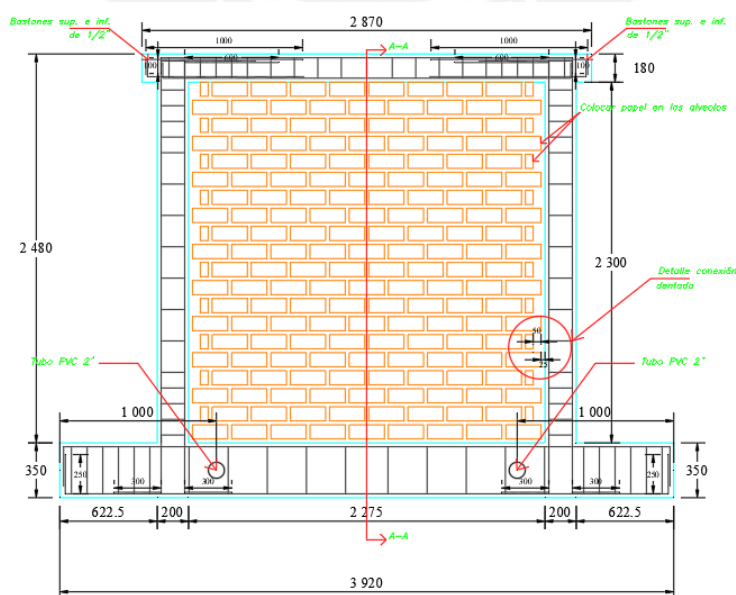


Figura 7.1: Muro no reforzado MNR.

7. 1. 2. Diseño del reforzamiento con malla electrosoldada.

Se consideró lo presentado en Quiun y Mamani (2017); es decir, se asumió que el refuerzo de malla electrosoldada absorbería la carga producida por el agrietamiento diagonal de la albañilería. La fórmula 7.6 expresa lo anteriormente señalado. En la Tabla 7.8, se presentan los cálculos respectivos para el muro reforzado MR. Se colocaron mallas electrosoldadas en ambas caras del muro y resultó ser 56.5 mm² para un diámetro de 6 mm. El detalle del diseño del muro MR se presenta en la Figura 7.2.

$$A_{s_{malla}} = \frac{V_{m_R} \times s_{cocada}}{f_y \times L} \quad \text{Eq. 7.6}$$

Tabla 7.8: Cálculo del acero de malla electrosoldada.

s_{cocada} (mm)	150
L (m)	2.675
f_y (MPa)	420
V_{m_R} (kN)	186.6
$A_{s_{malla}}$ (mm ²)	24.9

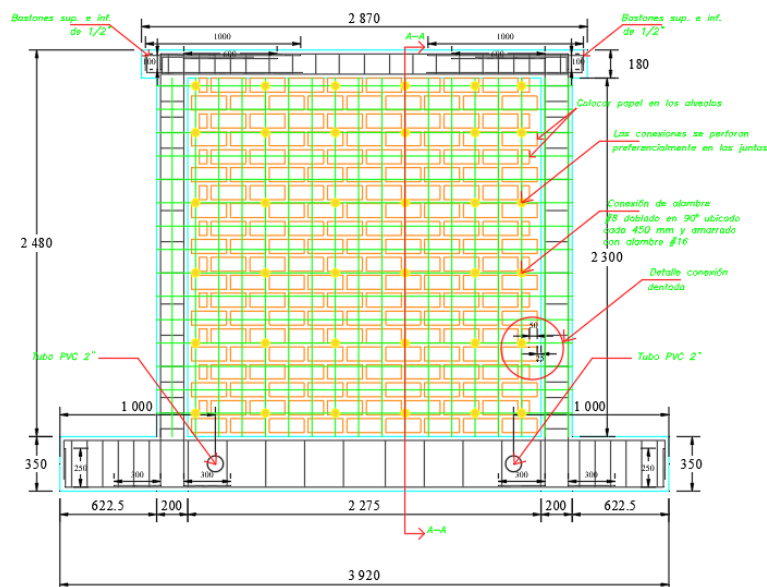


Figura 7.2: Muro reforzado MR.

7. 1. 3. Sección transformada.

De acuerdo a la NTE E.070 Albañilería (2006), para determinar las propiedades de un muro, se tiene que emplear el criterio de la sección transformada. Esto significa que se convirtieron los elementos de confinamiento de concreto a elementos equivalentes de albañilería relacionando sus módulos de elasticidad (n) como se muestra en la Figura 7.3. Los cálculos de la sección transformada se presentan en la Tabla 7.9. La inercia equivalente del muro no reforzado debió ser menor que el valor del muro reforzado. Esto se debió a que se realizaron estos cálculos en función de estimaciones de reducción en 25% de resultados experimentales de especímenes con junta de 15 mm.

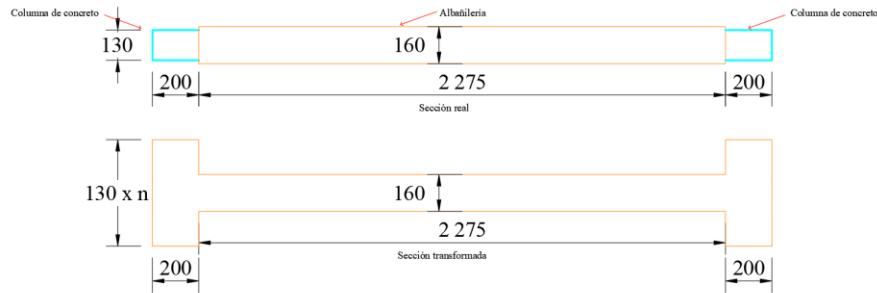


Figura 7.3: Transformación de la sección de concreto a albañilería.

Tabla 7.9: Cálculo de la inercia equivalente.

Valores	Unidad	Muro no reforzado (MNR)	Muro reforzado (MR)
$E'm$ o $E'm_R$	MPa	1 460	2 550
$E_c = 4\,700\sqrt{f'_c}$	MPa		19 379
$n = \frac{E_c}{E_m \text{ o } E_{m_R}}$	---	13.27	7.60
b_c	mm		130
$b'_c = n \times b_c$	m	1.73	0.99
L_{alb}	mm		2 275
t	mm	160	160
h_c	mm		200
x_c	mm		1 238
$I_{equi} = t \times \frac{L_{alb}^3}{12} + 2 \times (b'_c \times \frac{h_c^3}{12} + b'_c \times h_c \times x_c^2)$	m ⁴	1.216	0.763

7. 1. 4. Fisuración en tracción por flexión.

El esfuerzo a tracción resultante más crítico, como se menciona en San Bartolomé et al. (2013) y Quiun y Mamani (2017), se obtiene producto de la combinación del esfuerzo de flexión ocasionado por la carga lateral y el esfuerzo de compresión debido a la carga vertical que, en este caso, fue 160 kN (esfuerzo axial de 0.38 MPa). La capacidad por carga para la máxima tracción en el concreto (fuerza asociada a la aparición de la primera fisura) se presenta en la Tabla 7.10.

Tabla 7.10: Cálculo de la capacidad de tracción del concreto.

Valores	Unidad	Muro no reforzado (MNR)	Muro reforzado (MR)
P_{ver}	kN		160
$ft = 0.62\sqrt{f'_c}$	MPa		2.56
h'	m		2.39
n	---	13.27	7.60
I_{equi}	m ⁴	1.216	0.763
A'	m ²	1.054	0.759
x'	m		1.14
$F = \frac{(\frac{ft}{n} + \frac{P_{ver}}{A'}) \cdot I_{equi}}{h' \cdot x'}$	kN	154.0	153.6

7. 1. 5. Resistencia asociada a la falla por flexión.

La resistencia asociada a la fluencia del acero vertical en la base de las columnas en tracción se presenta en la Tabla 7.11.

Tabla 7.11: Cálculo de la resistencia asociada a la falla por flexión.

$A_{s_{col}}$ (mm ²)	516
f_y (MPa)	420
h' (mm)	2 390
$d = 0.8L$ (mm)	2 140
$V_f = \frac{A_{s_{col}} \cdot f_y \cdot d}{h'}$ (kN)	194.1

7. 1. 6. Tipo de falla esperada en los muros.

El tipo de falla esperada en los muros es por corte debido a que el valor de V_f de 194.1 kN es mayor que V_m de 96.7 kN (muro no reforzado MNR) y V_{m_R} de 186.6 kN (muro reforzado MR) como se muestra en la Tabla 7.12. Se espera que la fisuración en tracción por flexión (154.0 kN) para el muro no reforzado MNR sucede después de la falla por corte ($F > V_m$). Asimismo, para el caso del muro reforzado, la fisuración en tracción por flexión (153.6 kN) ocurre antes de la falla por corte ($F_R < V_{m_R}$).

Tabla 7.12: Tipo de falla esperada en los muros.

V_m (kN)	96.7
F (kN)	154.0
V_{m_R} (kN)	186.6
F_R (kN)	153.6
V_f (kN)	194.1

7. 2. Geometría y construcción de especímenes

Se presenta la geometría y el proceso de construcción de especímenes del muro no reforzado MNR y el muro reforzado MR. Ambos muros se construyeron a escala natural y tuvieron las mismas características, salvo que uno estaba reforzado con malla electrosoldada por ambas caras y el otro no.

7. 2. 1. Características de los muros.

Los muros tuvieron las características geométricas mostradas en la Figura 7.1 y Figura 7.2. Se presenta una lista de las características de ambos muros.

- Los muros confinados fueron hechos de ladrillos pandereta industrial rayado.
- Las dimensiones de la albañilería fueron 2 275 mm de largo, 2 300 mm de alto y 110 mm de espesor (160 mm incluyendo tarrajeo).
- La sección de la viga de cimentación fue de 300 mm ancho, 350 mm de peralte y 3 920 mm de largo.
- La columna de confinamiento tuvo una sección transversal de 130 mm x 200 mm de y 2 300 mm de altura.
- La viga solera tuvo una sección transversal de 200 mm x 180 mm y 2 870 mm de largo.
- Se empleó aparejo tipo soga con traslape entre hiladas de medio ladrillo.
- La conexión albañilería – columna fue tipo dentada con 50 mm donde el concreto de la columna ingresó. Los alveolos de las unidades de los bordes del muro fueron tapadas con papel para evitar que el concreto entre por los huecos horizontales.
- Todas las juntas verticales y horizontales fueron en promedio de 25 mm.

- El espesor del tarrajeo en el plano del muro y las columnas fue de 25 mm. La viga solera y los laterales de las columnas tuvieron un espesor de 15 mm, salvo cuando el muro fue reforzado (25 mm en este caso).
- Se empleó una malla electrosoldada de 150 mm de cocada y de diámetro de 6 mm. Estas mallas se sujetaron con alambre #8 cada 450 mm y se amarró la malla y el conector con alambre #16.
- El concreto especificado de las vigas soleras y columnas fue 17 MPa (175 kgf/cm²). Asimismo, el concreto especificado de las vigas de cimentación fue 21 MPa (210 kgf/cm²).
- El recubrimiento de todos los elementos de concreto armado fue 25 mm.
- La proporción del mortero para el tarrajeo y las juntas fue de 1:4.
- La preparación del concreto se realizó en una mezcladora y se siguió la dosificación sugerida y la experiencia del maestro de obra. Esto con la finalidad de recrear la actividad más cercana a la realidad. Se empleó una barra de acero para compactar como se realiza en las obras informales.
- El mortero empleado para el tarrajeo y juntas se realizó siguiendo la dosificación sugerida y la experiencia del maestro de obra.
- Los muros fueron pintados con imprimante blanco por ambas caras
- Todo el proceso constructivo se hizo respetando la junta de 25 mm, las especificaciones del refuerzo y concreto y siguiendo la forma de trabajo en la autoconstrucción.

7.2.2. Viga de cimentación.

La sección de la viga de cimentación fue de 300 mm ancho, 350 mm de peralte y 3 920 mm de largo. La resistencia esperada en este elemento fue de 21 MPa (210 kgf/cm²). Se comenzó habilitando el acero de refuerzo longitudinal (6 fierros de 5/8”) y el refuerzo transversal (estribos de 3/8”) como se indica en la Figura 7.4.



Figura 7.4: Habilitación de acero de viga de cimentación.

Luego, se comenzó a encofrar con madera fenólica en las caras de la viga y en la parte inferior de la misma. Después, se colocaron los fierros verticales de las columnas, se colocaron los estribos y los tubos de PVC de 2” para el izaje del muro como se presenta en la Figura 7.5.



Figura 7.5: Colocación de tubo de PVC y habilitación de columna.

Finalmente, se procedió a vaciar con concreto la viga y se compactó con una barra de acero. Se colocó el concreto por capas a lo largo de toda la viga. Se dejó una superficie rugosa en la parte superior para que se pueda asentar ladrillos como se muestra en la Figura 7.6. Al día siguiente, se realizó el desencofrado de la viga. Este procedimiento es lo que usualmente se realiza en construcciones informales.



Figura 7.6: Vaciado de concreto de viga de cimentación.

7. 2. 3. Muros de albañilería.

Se realizó una limpieza de la superficie de asiento y se echó agua. Luego, se empleó un escantillón donde se colocó la distribución de los ladrillos en la altura como se aprecia en la Figura 7.7. Después, se colocaron los ladrillos maestros y cordel para asentar los ladrillos sobre el mortero de acuerdo a lo presentado en la Figura 7.8.



Figura 7.7: Uso de escantillón para el asentado de ladrillos.



Figura 7.8: Asentado de ladrillos.

Se usó un mortero para las juntas de relación cemento – arena gruesa (1:4) y la cantidad de agua se colocó en base a la experiencia del maestro de obra como se muestra en la Figura 7.9. Esto se realizó con la finalidad de seguir las prácticas constructivas en la autoconstrucción. El asentado de unidades en todo el muro se realizó en dos jornadas de trabajo hasta llegar a una altura máxima aproximada de 1.30 m en el primer día y lo restante se realizó al día siguiente como se presenta en la Figura 7.10. Es necesario mencionar que se dejó un espacio en la junta vertical al término de la primera jornada de trabajo para que se garantice la continuidad del asentado y no falle en esa zona. En la Figura 7.11, se muestra un muro con la albañilería terminada. Por otro lado, las unidades empleadas fueron mojadas minutos antes de ser asentadas, esto con la finalidad de replicar la práctica informal.



Figura 7.9: Mortero empleado en las juntas verticales y horizontales.



Figura 7.10: Asentado de ladrillos.



Figura 7.11: Muro de albañilería tubular terminado.

7. 2. 4. Columnas de confinamiento.

La columna de confinamiento tuvo una sección transversal de 130 mm x 200 mm de y 2 300 mm de altura. La resistencia de diseño para este elemento fue 17 MPa (175 kgf/cm²). Con la finalidad de que lechada proveniente del concreto de la columna no entre en los alveolos de la albañilería, se taparon con papel solo los bordes del muro como se muestra en la Figura 7.12.



Figura 7.12: Tapado de alveolos.

Se procedió con el encofrado de madera fenólico garantizando la verticalidad con una plomada y con suficientes arriostres. Después, se vació con concreto las columnas por capas compactando con una barra de acero y golpeando el encofrado como se presenta en la Figura 7.13. Esta actividad es muy usada en la construcción informal y es una mala práctica. Al día siguiente, se desencofraron las columnas y se pudo verificar que no se presentaron cangrejas como se aprecia en la Figura 7.14.



Figura 7.13: Vaciado de concreto de columnas.



Figura 7.14: Columna desencofrada.

7. 2. 5. Vigas soleras de confinamiento.

La viga solera tuvo una sección transversal de 200 mm x 180 mm y 2 870 mm de largo. La resistencia de diseño fue 17 MPa (175 kgf/cm²). Luego de que se desencofraron las columnas, se colocó el refuerzo longitudinal y transversal de la viga solera como se presenta en la Figura 7.15. Asimismo, se colocaron dos ganchos de 1/2" con tres estribos en la zona de aplicación de carga con la finalidad de evitar fallas locales. Después, se vació el concreto en la viga, se compactó con un fierro y se golpeó el encofrado como se realiza en la construcción informal de acuerdo a lo que se presenta en la Figura 7.16. Al día siguiente, se desencofró la viga y el muro quedó como se muestra en la Figura 7.17. Se tuvo una inadecuado dobléz en el acero de las columnas en una de las columnas del muro reforzado. Esto se debió a que el corte de fierro fue un poco menor al especificado.



Figura 7.15: Armado de la viga solera.



Figura 7.16: Vaciado de concreto en viga.



Figura 7.17: Muro terminado.

7. 2. 6. Colocación de malla electrosoldada.

La malla electrosoldada empleada fue de diámetro 6 mm y con cocada cada 150 mm. Tuvo una resistencia a la fluencia de 500 MPa. De acuerdo a lo mencionado al inicio, se colocaron las mallas en ambas caras del muro como se presenta en la Figura 7.18. Las mallas fueron conectadas con alambre #8 doblado a 90° y este atravesó el muro de acuerdo a las especificaciones del plano; es decir, cada 450 mm.

La conexión fue sujeta con la malla con alambre #16. De acuerdo a lo mencionado en Quiun y Mamani (2017), se conectó la malla con las columnas para garantizar la continuidad y fue traslapada 200 mm. Se sujetó en el perímetro extremo de las columnas. Las perforaciones se taparon con una lechada de mortero de cemento – arena gruesa (1:4). Este muro reforzado MR fue tarrajado por ambas como se muestra en Figura 7.19. Asimismo, el pinto que sale de la albañilería se consideró siguiendo las construcciones realizadas en investigaciones de la PUCP en ladrillo pandereta.



Figura 7.18: Conexión de malla electrosoldada en el muro.



Figura 7.19: Muro reforzado MR.

7.3. Protocolo de ensayo cuasi-estático – FEMA 461

Los ensayos de carga lateral cíclica se basaron en lo presentado por Pari y Manchego (2017) y los lineamientos del FEMA 461 (2007). Estos se realizaron en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú. El procedimiento de ensayo se realizó considerando una carga vertical constante de 160 kN. Se consideró que las condiciones de borde del muro fueron definidas como muro en voladizo de acuerdo a lo que realizaron San Bartolomé et al. (2013) y Quiun y Mamani (2017). En otras palabras, los muros tuvieron libertad de rotación del borde superior.

7.4. Determinación de los estados límite de la albañilería confinada de ladrillos pandereta bajo carga lateral

La curva de capacidad es la envolvente de los lazos histeréticos de un espécimen sujeto a cargas laterales cíclicas. Esta curva relaciona los desplazamientos laterales y la carga lateral. Es de conocimiento que las deformaciones por cortante son predominantes en la albañilería. Alcocer et al. (2013) propusieron un procedimiento para determinar la curva envolvente de resistencia lateral de estructuras de albañilería confinada de baja o mediana altura de acuerdo a estudios realizados en México. Asimismo, Zúñiga y Terán (2008) presentaron la secuencia del daño producido en el ensayo para muros de albañilería confinada como se aprecia en la Figura 7.20. La curva envolvente idealizada de la Figura 7.21 define tres casos característicos de estado límite: (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 degrada y sobrepasa el límite aceptable establecido.

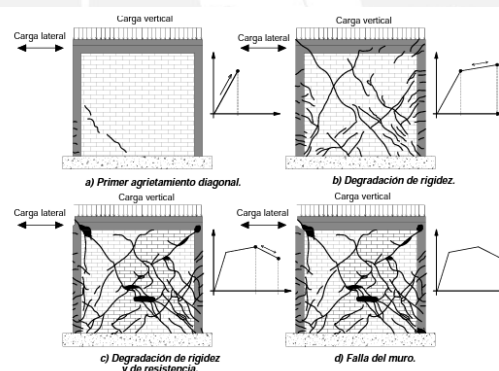


Figura 7.20: Evolución del daño estructural en muros de albañilería confinada (Zúñiga & Terán, 2008).

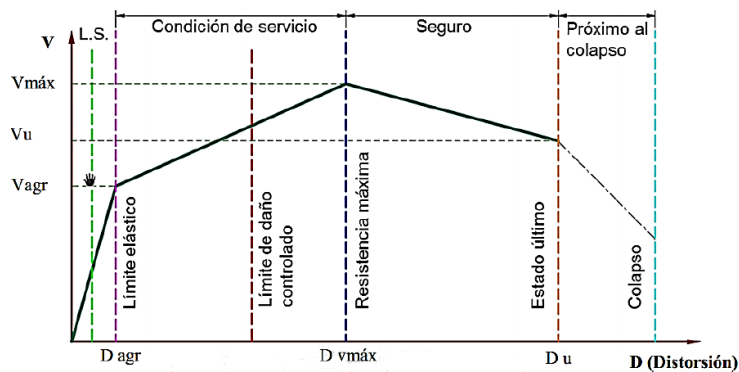


Figura 7.21: Relación de desplazamientos, distorsión, daño y estados límite (Alcocer et al., 2013).

Zúñiga y Terán (2008) presentaron en la Figura 7.20 tres zonas de comportamiento de un muro de albañilería confinada como se detalla a continuación:

- a) Comportamiento elástico: A pequeños desplazamientos y esfuerzos, caracterizado por la presencia de agrietamiento horizontal en las columnas y de un mínimo de agrietamiento en el muro, los muros presentan un comportamiento prácticamente elástico.
- b) Degradación de rigidez: Después del agrietamiento diagonal, los muros de mampostería exhiben una pendiente post-elástica positiva que es menor a la rigidez elástica inicial, lo que les permite llegar a tener una resistencia máxima mayor que la correspondiente al primer agrietamiento.
- c) Degradación de rigidez y resistencia: Cuando se alcanza su resistencia máxima, la albañilería exhibe una pendiente negativa relacionada a pérdidas de resistencia y rigidez hasta la falla del muro.

7. 5. Ensayo cuasi-estático de desplazamiento incremental controlado

Los muros fueron ensayados bajo carga lateral cíclica controlado por deformación. Se colocaron LVDT ubicados en puntos importantes del muro y se obtuvo lo siguiente:

- Desplazamientos para los estados de agrietamiento del muro.
- Lazos histeréticos de Fuerza cortante vs. Desplazamiento lateral.
- La envolvente de Fuerza cortante vs. Desplazamiento lateral.
- El módulo de elasticidad.
- El módulo de corte.
- Degradación de la resistencia.
- La carga máxima alcanzada.
- El instante en el que se comenzó con la trituración de los ladrillos huecos.
- Las cargas de agrietamiento en tracción por flexión y por fuerza cortante.

7. 5. 1. Técnica de ensayo.

La técnica de ensayo presentada en el FEMA (2007) y Pari y Manchego (2017) se adecúa a zonas de alta sismicidad, como la costa del Perú. Para cada muro, se realizó un ensayo estático de carga cíclica lateral con desplazamiento controlado. En el ensayo, se aplicaron desplazamiento objetivos con la finalidad de describir los diferentes estados de daño del muro. Cada fase tuvo dos ciclos con un desplazamiento constante y, al término de una fase, se procedió con el siguiente desplazamiento objetivo. Se registraron las deformaciones laterales y las fuerzas laterales relacionadas para elaborar la curva de capacidad del muro con la envolvente de los lazos histeréticos.

7. 5. 2. Fases de ensayo y sistema de carga.

Con la finalidad de estudiar el comportamiento de los dos muros, el ensayo se dividió en 12 fases y cada fase tuvo 2 ciclos, de acuerdo a las recomendaciones del FEMA 461 (2007) y Pari Manchego (2017). Las grietas fueron marcadas con plumones de distintos colores y se numeraron conforme aparecían en los muros. En la Figura 7.22 y la Tabla 7.13, se presenta la historia de desplazamientos laterales y la carga axial del muro. Ambos muros se ensayaron hasta el límite de rotura. Al inicio, se aplicó la carga vertical de 160 kN (55.75 kN/m) a una velocidad de 40 kN/min. Luego, se comienza con el ensayo cíclico de carga lateral a través de las fases (2 ciclos/fase). Se tuvo en cuenta que 1 ciclo/4 minutos.



Figura 7.22: Historia de desplazamientos laterales.

Tabla 7.13: Detalle de fases del ensayo de carga cíclica.

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Drift (%)	0.20	0.40	0.60	0.80	1.25	1.60	2.00	3.35	5.00	6.20	8.30	10.00
Desplazamiento (mm)	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00	8.00	12.00	15.00	20.00	24.00
Color	Amarillo claro	Celeste	Verde claro	Amarillo oscuro	Rosado	Marrón	Morado	Verde oscuro	Azul	Rojo	Naranja	Negro

Nota:

- Fase 2: Drift asociado al primer agrietamiento diagonal de la albañilería no reforzada (Díaz, 2021).
- Fase 5: Drift asociado al primer agrietamiento diagonal de la albañilería reforzada (San Bartolomé et al., 2018).
- Fase 7: Drift asociado al límite de reparabilidad de la albañilería no reforzada (Díaz, 2021).
- Fase 9: Drift asociado al límite de reparabilidad de la albañilería reforzada según la NTE E.070 Albañilería (2006).

7. 5. 3. Montaje e instrumentación.

Los muros se trasladaron al área de ensayos del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas para ser fijados en la losa de piso. Se colocó capping de yeso en la parte superior e inferior del muro con la finalidad de tener un correcto apoyo del muro y adecuada aplicación de la carga axial. Días antes del ensayo, se colocaron los LVDT para medir las deformaciones de interés. Los sensores de deformación diagonales fueron de 100 mm y los demás fueron de 50 mm. Se colocaron 7 LVDT como se detalla en la Tabla 7.14 y se colocaron en distintas partes del muro como se indica en la Figura 7.23. Asimismo, se presentan los detalles de la instrumentación en la Tabla 7.15.

Tabla 7.14: Registro de desplazamiento en el ensayo de carga cíclica.

D6	Registró los desplazamientos horizontales en el eje del muro respecto a la losa de ensayo.
D3	Midió el desplazamiento horizontal relativo de las columnas.
D4	Registraron la deformación axial del muro. Esto permitió obtener el módulo de elasticidad en el muro cuando se aplique la carga vertical lentamente.
D5	
D7	
D1	Registraron la deformación por corte en los muros y, de esta manera, se pudo determinar el módulo de corte.
D2	

Tabla 7.15: Instrumentación del ensayo.

Instrumento	Objetivo de medición
Actuador	Permitió generar deformaciones laterales debido a la aplicación de carga horizontal. Los desplazamientos en el eje de la viga solera fueron controlados. La capacidad de la celda de carga fue de 500 kN.
Celda de carga	Permitió registrar la magnitud de la carga aplicada, la cual se mantuvo constante durante todo el ensayo. Se emplearon gatas hidráulicas de 250 kN como equipos de sujeción en la base del muro ensayado. Una gata hidráulica de 300 kN fue usada para aplicar la carga vertical.
Manómetros de presión	Estuvieron conectados a la bomba de cada gata hidráulica. Midió la presión aplicada sobre ellas. Cuando se multiplicó la presión aplicada por el área del pistón, se obtuvo el valor de la carga existente en cada gata.

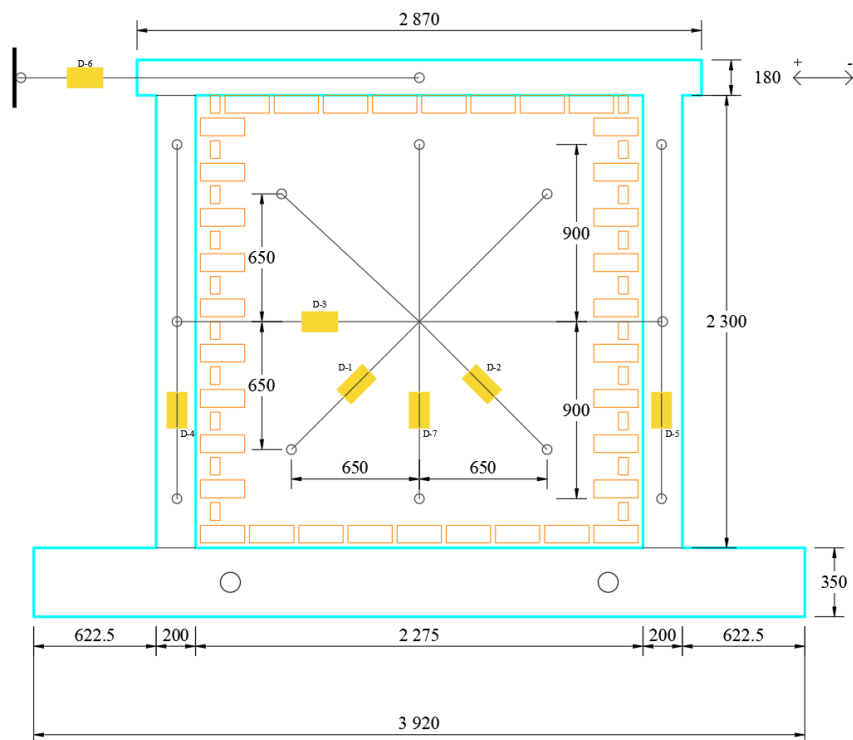


Figura 7.23: Ubicación de los LVDT en milímetros en los muros de albañilería.

Capítulo 8. Análisis e interpretación de resultados de los ensayos de carga cíclica

En este capítulo, se presenta toda la información de los ensayos de carga cíclica del muro reforzado y no reforzado con malla electrosoldada.

8. 1. Introducción

Se presentan los resultados de los ensayos del muro no reforzado MNR y el muro reforzado MR. Estos muros fueron sometidos a una carga axial constante de 160 kN y ensayados bajo carga lateral cíclica. El comportamiento de los dos muros se explicó considerando el progreso del daño y los mecanismos de falla, el cálculo de los componentes de deformación debido a la colocación de LVDT (distorsión angular, rotación, curvatura y deslizamiento) y las curvas de capacidad producto de los lazos histeréticos. Se presenta un resumen de los importantes hallazgos y se interpretan.

Para comprender el comportamiento de los especímenes, se realizó una interpretación a través de fotos, tablas y gráficos y estudio visual durante el ensayo. Primero, se aplicó monotónicamente la carga vertical de 160 kN y, de esta forma, se obtuvo el módulo de elasticidad (E_m o E_{mR}) de los muros a escala natural. Segundo, se realizó la aplicación de la carga lateral controlada por desplazamientos. Esto permitió definir los tipos de falla, el instante asociado a la primera fisura visible (producto de la tracción por flexión), el módulo de corte (G_m o G_{mR}), la rigidez lateral inicial (K_0 o K_{0R}) y la degradación de la rigidez lateral (K/K_0 o K/K_{0R}).

8. 2. Aplicación monotónica de la carga vertical

Se presentan los resultados de la aplicación monotónica de la carga axial de 160 kN y el cálculo del módulo de elasticidad para cada muro respectivamente.

8. 2. 1. Módulo de elasticidad de la mampostería no reforzada.

Con la finalidad de determinar el módulo de elasticidad, se graficó la Carga axial aplicada monotónicamente vs. Deformación axial (LVDT D7). El proceso consistió en calcular el esfuerzo axial (σ) y se usó el criterio de la sección transformada ya que el muro se encuentra en el rango elástico como se señaló en la Figura 7.3. Para fines de comparación, se tuvo en cuenta lo indicado en la Tabla 8.1, las fórmulas 8.1 al 8.3 y la ley de Hooke. Se consideró que el espesor del muro resultó ser 160 mm por los resultados visuales del ensayo que se describen más adelante. La colocación de los extremos del sensor vertical siguió las recomendaciones de Quiun y Mamani (2017).

Tabla 8.1: Información de interés para la determinación del módulo de elasticidad de la albañilería no reforzada.

E_c (MPa)	20 000
E_m (MPa)	6 500
$n = \frac{E_c}{E_m}$	3
$A' = 2nb_c h_c + L_{alb} t$ (m ²)	0.502
L_7 (m)	1.80

Se estableció como límite inferior y superior al 35% y el 95% del total de la carga axial aplicada monotónicamente (160 kN) (Pari & Manchego, 2017). En la Figura 8.1, se muestra la curva Carga axial vs. Desplazamiento axial – D7. Se presenta la Tabla 8.2 con la estimación del módulo de elasticidad de la mampostería no reforzada que resultó ser 6 200 MPa (63 200 kgf/cm²).

Tabla 8.2: Estimación del módulo de elasticidad de la albañilería no reforzada.

$P_{35\%}$ (kN)	56.02
$P_{95\%}$ (kN)	151.96
$\delta''_{35\%}$ (mm)	0.0269
$\delta''_{95\%}$ (mm)	0.0823
ΔP (kN)	95.95
$\Delta \delta$ (mm)	0.0553
Em (MPa)	6 200

$$\Delta P = P_{95\%} - P_{35\%} \quad \text{Eq. 8.1}$$

$$\Delta \delta = \delta''_{95\%} - \delta''_{35\%} \quad \text{Eq. 8.2}$$

$$Em = \frac{(\Delta P)L_7}{A'(\Delta \delta)} \quad \text{Eq. 8.3}$$

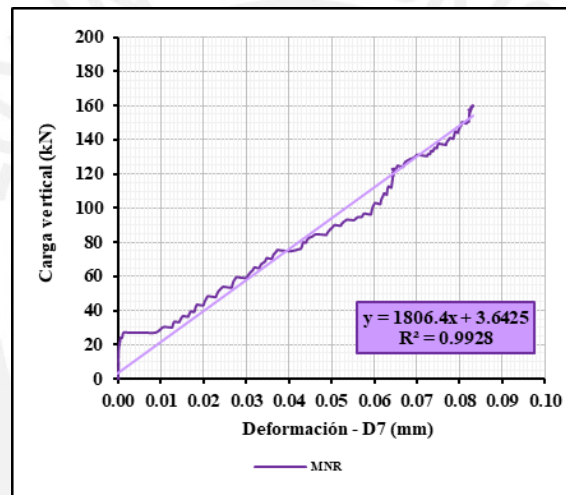


Figura 8.1: Carga vertical vs. Desplazamiento vertical – D7 del muro no reforzado MNR.

Se puede apreciar en la Figura 8.1 que, hasta una carga de 25 kN aproximadamente, se tiene el reajuste o acomodamiento de los equipos. De esta manera, se ve que no se tiene deformación axial hasta este nivel de carga atribuido al reajuste de los equipos y la influencia de las condiciones de borde. Asimismo, para fines comparativos sobre el hecho de que la carga vertical concentrada se distribuye uniformemente sobre el muro, se calculó analíticamente la magnitud del desplazamiento vertical (δ''_c) en las columnas. Para ello, se empleó un cierto valor de ΔP en la fórmula 8.4 y la ley de Hooke considerando la sección transformada y estos resultados se presentan en la Tabla 8.3. Se puede apreciar una deformación mayor en el centro de aplicación de la carga que en las columnas mientras se aplicaba monotónicamente 160 kN.

$$\delta''_c = \frac{(\Delta P)L_7}{Em(A')} \quad \text{Eq. 8.4}$$

Tabla 8.3: Distribución de las deformaciones verticales en el plano del muro no reforzado MNR.

$P_{35\%}$ (kN)	56.02
$P_{95\%}$ (kN)	151.96
ΔP (kN)	95.95
E_m (MPa)	6 200
δ''_c (mm)	0.0555
δ''_7 (mm) (centro del muro)	0.0574
δ''_4 (mm) (columna izquierda)	0.0009
δ''_5 (mm) (columna derecha)	0.0007
Error – D7 ($\frac{abs(\delta''_7 - \delta''_c)}{\delta''_c}$)	3.5%

Con la finalidad de corroborar la estimación del módulo de elasticidad de la albañilería a través de ensayos de prismas en compresión, se establece la relación entre el resultado obtenido en el muro MNR con respecto del de pilas. La relación fue 0.95 aproximadamente como se muestra en la fórmula 8.5, lo que implica que el módulo de elasticidad se puede obtener en especímenes pequeños (pilas no reforzadas) de manera confiable.

$$E_{m/p} = \frac{E_{MNR}}{E_{PNR}} = \frac{6\ 200}{6\ 500} = 0.95 \quad \text{Eq. 8.5}$$

8. 2. 2. Módulo de elasticidad de la mampostería reforzada.

Al igual que en la anterior sección, se graficó la Carga axial aplicada monotónicamente vs. Deformación axial (LVDT D7). Para fines de comparación, se tuvo en cuenta lo indicado en la Tabla 8.4 y la fórmula 8.6.

Tabla 8.4: Información de interés para la determinación del módulo de elasticidad de la albañilería reforzada.

E_c (MPa)	20 000
E_{mR} (MPa)	4 500
$n = \frac{E_c}{E_{mR}}$	4.4
$A' = 2nb_c h_c + L_{alb} t$ (m ²)	0.593
L_7 (m)	1.80

También, se estableció como límite inferior y superior al 35% y el 95% del total de la carga axial aplicada monotónicamente (160 kN) (Pari & Manchego, 2017). En la Figura 8.2, se presenta la curva Carga axial vs. Desplazamiento axial – D7. Se muestra la Tabla 8.5 con la estimación del módulo de elasticidad de la mampostería reforzada que resultó ser 6 900 MPa (70 300 kgf/cm²).

Tabla 8.5: Estimación del módulo de elasticidad de la albañilería reforzada.

$P_{35\%}$ (kN)	55.48
$P_{95\%}$ (kN)	152.09
$\delta''_{35\%}$ (mm)	0.0006
$\delta''_{95\%}$ (mm)	0.0426
ΔP (kN)	96.61
$\Delta \delta$ (mm)	0.0420
Em_R (MPa)	6 900

$$Em = \frac{(\Delta P)L_7}{A'(\Delta \delta)} \quad \text{Eq. 8.6}$$

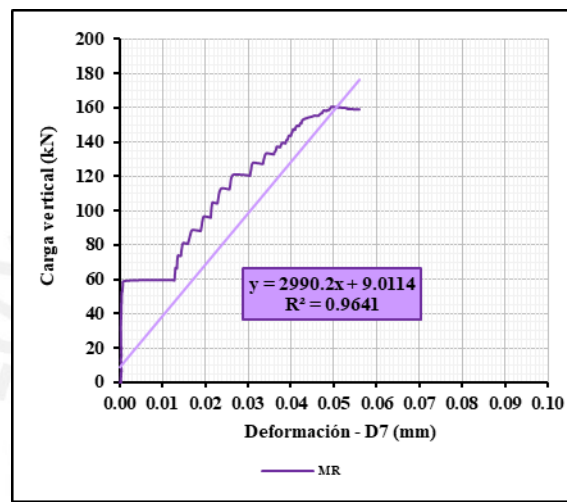


Figura 8.2: Carga vertical vs. Desplazamiento vertical – D7 del muro reforzado MR.

Se puede ver en la Figura 8.2 que, hasta una carga de 60 kN aproximadamente, se tiene el reacomodo o ajuste de los equipos. Asimismo, para fines comparativos sobre el hecho de que la carga vertical concentrada se distribuye uniformemente sobre el muro, se siguió el mismo procedimiento del muro no reforzado MNR como se presenta en la Tabla 8.6.

Tabla 8.6: Distribución de las deformaciones verticales en el plano del muro reforzado MR.

$P_{35\%}$ (kN)	55.48
$P_{95\%}$ (kN)	152.09
ΔP (kN)	96.61
Em (MPa)	6 900
δ''_c (mm)	0.0425
δ''_7 (mm) (centro del muro)	0.0213
δ''_4 (mm) (columna izquierda)	0.0001
δ''_5 (mm) (columna derecha)	0.0003
Error – D7 $\left(\frac{abs(\delta''_7 - \delta''_c)}{\delta''_c}\right)$	49.9%

Para corroborar la estimación del módulo de elasticidad de la albañilería a través de ensayos de prismas en compresión, se establece la relación entre el resultado obtenido en el muro MR con respecto del de pilas. La relación fue 1.5 aproximadamente como se aprecia en la fórmula 8.7, lo que significa que el módulo de elasticidad no se puede determinar en especímenes pequeños (pilas reforzadas) de manera confiable.

$$E_{m/p} = \frac{E_{MR}}{E_{PR}} = \frac{6\,900}{4\,500} = 1.5 \quad \text{Eq. 8.7}$$

8.3. Aplicación cuasi-estática de la carga lateral

En esta sección, se detallan los cálculos del módulo de corte y la determinación de la rotación por flexión de los especímenes ensayados.

8.3.1. Módulo de corte de la mampostería no reforzada.

De forma experimental, se determinó el valor del módulo de corte considerando las deformaciones diagonales registradas por los LVDT D1 y D2. Se presenta el esquema de determinación de las distorsiones angulares en la Figura 8.3, la curva Carga lateral vs. Deformación D1 y D2 en la Figura 8.4 y las fórmulas empleadas (8.8 al 8.12). Se tuvo en cuenta el valor del 50% y 90% de la carga lateral asociada a la primera fase del ensayo para la determinación del módulo de corte (Pari & Manchego, 2017).

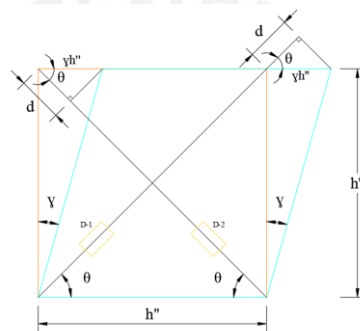


Figura 8.3: Registro de deformaciones a cortante puro para deformaciones pequeñas.

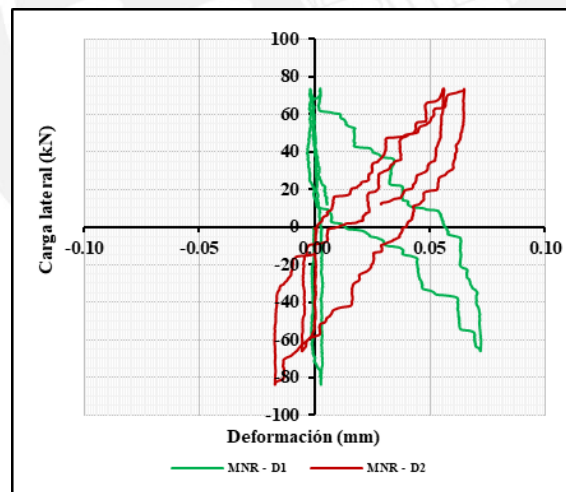


Figura 8.4: Relación de carga lateral y deformación D1 y D2 del muro no reforzado MNR.

$$D = \sqrt{2} \cdot h'' \quad \text{Eq. 8.8}$$

$$\tau = \frac{0.707V}{Ac} \quad (\text{ASTM E519}) \quad \text{Eq. 8.9}$$

$$\gamma = \frac{\tau}{(Gm \text{ o } Gm_R)} \quad \text{Eq. 8.10}$$

$$d = (\gamma h'') \cdot \cos(\theta) \quad \text{Eq. 8.11}$$

$$\gamma = \frac{\tau}{(Gm \text{ o } Gm_R)} = \frac{d}{h'' \cdot \cos(\theta)} = \frac{d}{h'' \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{d_1 + d_2}{D} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad \text{Eq. 8.12}$$

Se empleó la norma ASTM E519/E519M – 21 *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages* (2021b) con la finalidad de calcular el módulo de corte y se muestran los resultados en la Tabla 8.7. Se obtuvo 3 800 MPa (38 700 kgf/cm²) como valor de **Gm**. Para este resultado, se tuvo en cuenta las mediciones del segundo ciclo de la fase 1.

Tabla 8.7: Estimación del módulo de corte de la albañilería no reforzada.

$V_{50\%}$ (kN)	-33.02	36.85
$V_{90\%}$ (kN)	-59.42	66.32
ΔV (kN)	26.40	29.48
Ac (mm ²)	416 000	
h'' (mm)	1 300	
D (mm)	1 838	
τ (MPa)	0.0449	0.0501
d_1 (mm)	0.01271	0.01571
d_2 (mm)	0.00970	0.00759
γ (mm/mm)	1.219E-05	1.267E-05
Gm (MPa)	3 680	3 953

La relación entre **Em** y **Gm** de los resultados del ensayo del muro MNR resultó ser 1.60 y fue menor a la propuesta de Díaz (2021) para albañilería confinada de ladrillos pandereta no reforzada con junta de 15 mm, cuya relación entre módulo de elasticidad y módulo de corte fue de 2. Asimismo, se verificó la relación entre el módulo de corte obtenido en el ensayo del muro MNR respecto con el de muretes no reforzados. La relación fue 0.8 aproximadamente como se muestra en la fórmula 8.13, lo que significa que el módulo de corte se puede obtener en especímenes pequeños (muretes no reforzados) de manera confiable.

$$G_{m/mu} = \frac{G_{MNR}}{G_{MUNR}} = \frac{3\ 800}{3\ 200} = 0.8 \quad \text{Eq. 8.13}$$

8. 3. 2. Módulo de corte de la mampostería reforzada.

Se determinó el valor del módulo de corte similar que el del muro reforzado MR. Se presenta la curva Carga lateral vs. Deformación D1 y D2 en la Figura 8.5 para el muro reforzado. Se tuvo en cuenta el valor del 50% y 90% de la carga lateral asociada a la primera fase del ensayo para la determinación del módulo de corte (Pari & Manchego, 2017).

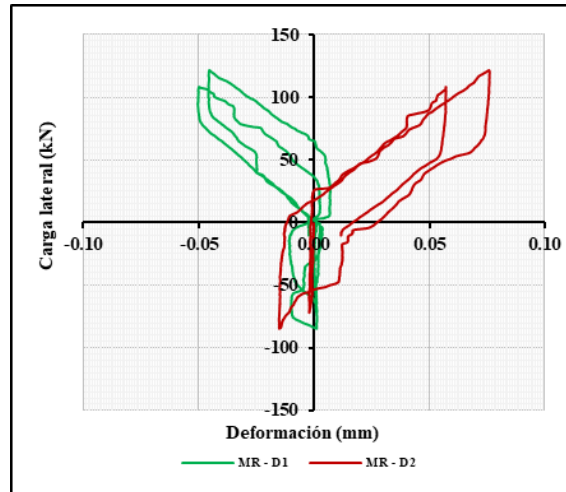


Figura 8.5: Relación de carga lateral y deformación D1 y D2 del muro reforzado MR.

Se empleó la norma ASTM E519/E519M – 21 *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages* (2021b) con la finalidad de calcular el módulo de corte y se muestran los resultados en la Tabla 8.8. Se obtuvo 4 600 MPa (46 900 kgf/cm²) como valor de G_{mR} . Para este resultado, se tuvo en cuenta las mediciones desde el segundo ciclo de la fase 1.

Tabla 8.8: Estimación del módulo de corte de la albañilería no reforzada.

$V_{50\%}$ (kN)	109.50	-76.17	97.46
$V_{90\%}$ (kN)	60.86	-42.30	54.17
ΔV (kN)	48.64	33.87	43.28
A_c (mm ²)	416 000		
h'' (mm)	1 300		
D (mm)	1 838		
τ (MPa)	0.0827	0.0576	0.0736
d_1 (mm)	0.02604	0.00290	0.02290
d_2 (mm)	0.02079	0.01227	0.01490
γ (mm/mm)	2.547E-05	8.255E-06	2.056E-05
G_{mR} (MPa)	3 245	6 974	3 577

La relación entre E_{mR} y G_{mR} de los resultados del ensayo del muro MR resultó ser 1.50 y fue menor a la propuesta de Díaz (2021) para albañilería confinada de ladrillos pandereta reforzada con malla electrosoldada con junta de 15 mm, cuya relación entre módulo de elasticidad y módulo de corte fue 3.3. También, se verificó la relación entre el módulo de corte obtenido en el ensayo del muro MR respecto con el de muretes reforzados. La relación fue 1.2 aproximadamente como se muestra en la fórmula 8.14, lo que significa que el módulo de corte no se puede obtener en especímenes pequeños (muretes reforzados) de manera confiable.

$$G_{m/mu} = \frac{G_{MR}}{G_{MUR}} = \frac{4\ 600}{3\ 700} = 1.2 \quad \text{Eq. 8.14}$$

8. 3. 3. Rotación por flexión.

En los dos ensayos, se registraron los desplazamientos de las columnas de confinamiento con los LVDT D4 y D5. De esta manera, se pudo determinar el ángulo de rotación por flexión (θ') experimentalmente. Para fines comparativos, se determinó la rotación por flexión para las 9 primeras fases como se indica en la Figura 8.6 y con la fórmula 8.15. Los valores registrados

en las primeras fases (rango elástico) para D4 y D5 son similares. Pari y Manchego (2017) describen que la carga vertical reduce la rotación por flexión del borde superior del muro. Esto significa que las deformaciones por flexión son reducidas y se incrementan las deformaciones por corte. Se pudo apreciar que, en el caso del muro MNR, la rotación por flexión fue mucho mayor que el muro MR para las últimas dos fases. Esto se debió a que el muro MNR ya era inestable.

$$\theta' = \frac{d_4 + d_5}{L'} \quad \text{Eq. 8.15}$$

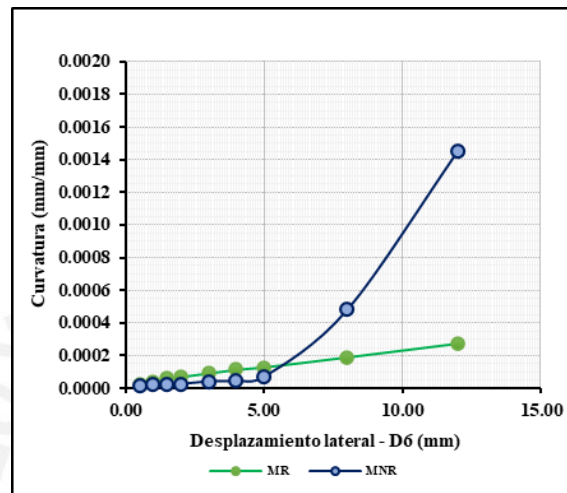


Figura 8.6: Variación de la rotación por flexión del borde superior de los muros ensayados.

8. 4. Comportamiento y evolución del daño del muro no reforzado

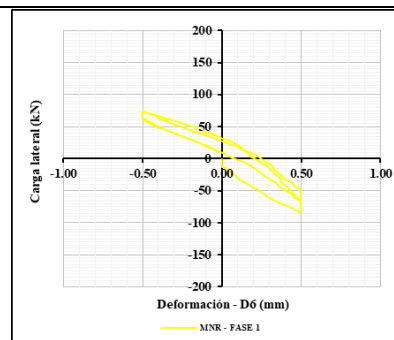
En esta sección, se realiza la descripción del ensayo del muro no reforzado MNR y se muestran los resultados relevantes.

8. 4. 1. Descripción del daño y mecanismo de falla.

Se realiza la explicación del ensayo y el progreso del daño y mecanismo de falla a través de fotos y gráficos (Ver desde la Tabla 8.9 hasta la Tabla 8.20).

Tabla 8.9: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 1.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)	
	1 (+)	1	0.20	-82.50	
	1 (-)	1		-0.50	67.32
	1 (+)	2		0.50	-50.39
	1 (-)	2		-0.50	70.02



Descripción:

No se presentaron fisuras perceptibles. El muro tuvo comportamiento elástico.

Tabla 8.10: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 2.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
2 (+)	1	1.00	0.40	-122.04
2 (-)	1	-1.00		98.74
2 (+)	2	1.00		-127.90
2 (-)	2	-1.00		91.36



Descripción:

No se presentaron fisuras perceptibles. El muro tuvo comportamiento elástico.

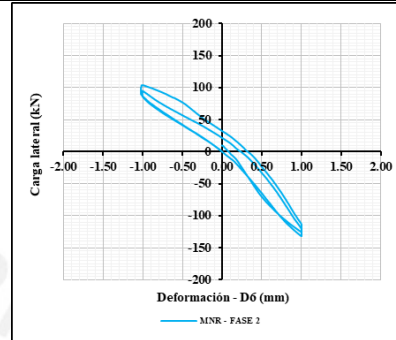


Tabla 8.11: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 3.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
3 (+)	1	1.50	0.60	-167.29
3 (-)	1	-1.50		119.23
3 (+)	2	1.50		-168.52
3 (-)	2	-1.50		115.43



Descripción:

No se presentaron fisuras perceptibles.

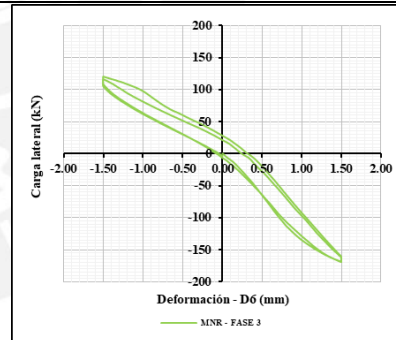


Tabla 8.12: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 4.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
4 (+)	1	2.00	0.80	-186.70
4 (-)	1	-2.00		135.18
4 (+)	2	2.00		-185.54
4 (-)	2	-2.00		126.77



Descripción:

No se presentaron fisuras perceptibles.

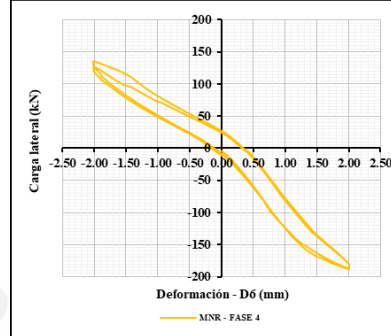


Tabla 8.13: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 5.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
5 (+)	1	3.00	1.25	-214.83
5 (-)	1	-3.00		160.42
5 (+)	2	3.00		-210.01
5 (-)	2	-3.00		156.25



Descripción:

No se presentaron fisuras perceptibles.

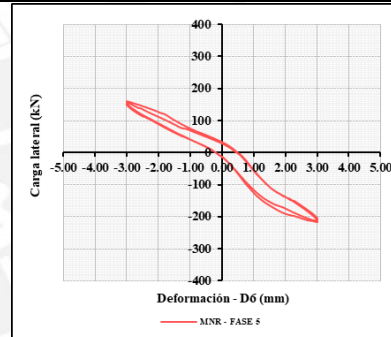


Tabla 8.14: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 6.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
6 (+)	1	4.00	1.60	-225.95
6 (-)	1	-4.00		185.79
6 (+)	2	4.00		-227.73
6 (-)	2	-4.00		183.75



Descripción:

Se presentaron fisuras horizontales en las columnas de confinamiento. El espesor de las fisuras fue 0.05 mm.

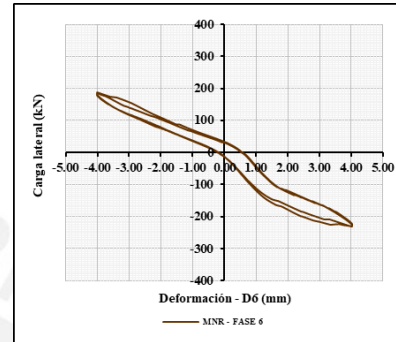


Tabla 8.15: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 7.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
7 (+)	1	5.00	1.60	-246.10
7 (-)	1	-5.00		217.04
7 (+)	2	5.00		-239.52
7 (-)	2	-5.00		218.10



Descripción:

Se presentaron fisuras horizontales en las columnas de confinamiento y que se extendieron por el muro. El espesor de las fisuras fue 0.05 mm.

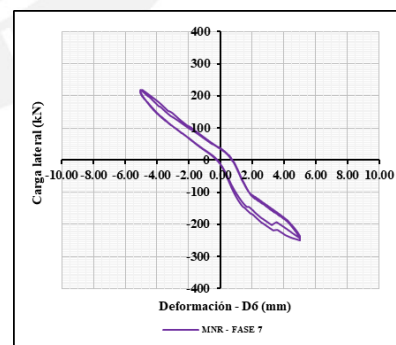


Tabla 8.16: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 8.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
8 (+)	1	8.00	3.35	-273.56
8 (-)	1	-8.00		266.04
8 (+)	2	8.00		-277.46
8 (-)	2	-8.00		274.24



Descripción:

Se presentaron fisuras inclinadas que se extendieron por la albañilería. El espesor de las fisuras fue 0.50 mm.

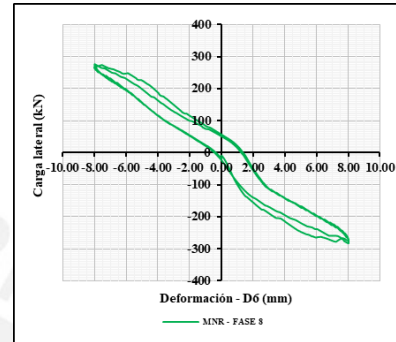


Tabla 8.17: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 9.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
9 (+)	1	12.00	5.00	-306.41
9 (-)	1	-12.00		305.49
9 (+)	2	12.00		-302.44
9 (-)	2	-12.00		312.79



Descripción:

Se presentaron fisuras inclinadas que se extendieron por la albañilería. Se produjo daño considerable en la albañilería por el agrietamiento diagonal. El espesor de las fisuras fue 1.50 mm.

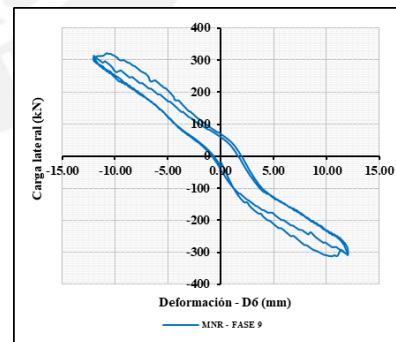


Tabla 8.18: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 10.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
10 (+)	1	15.00	6.20	-332.58
10 (-)	1	-15.00		340.49
10 (+)	2	15.00		-331.64
10 (-)	2	-15.00		339.87



Descripción:

Se presentaron fisuras inclinadas que se extendieron mucho más por la albañilería. Las fisuras se encontraron en toda la altura de las columnas. El espesor de las fisuras fue superior a 1.50 mm.

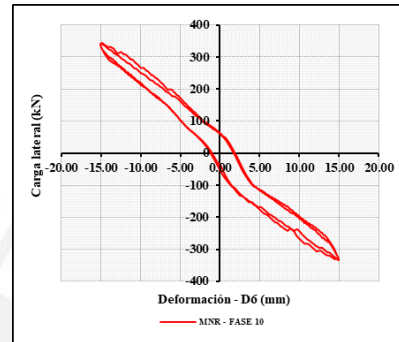


Tabla 8.19: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 11.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
11 (+)	1	20.00	8.30	-378.76
11 (-)	1	-20.00		381.61
11 (+)	2	20.00		-361.78
11 (-)	2	-20.00		373.39



Descripción:

Se produjo otro agrietamiento diagonal muy pronunciado y el daño fue mucho mayor con fisuras que superaron los 2 mm. Se tuvo fisuras inclinadas en todo el muro.

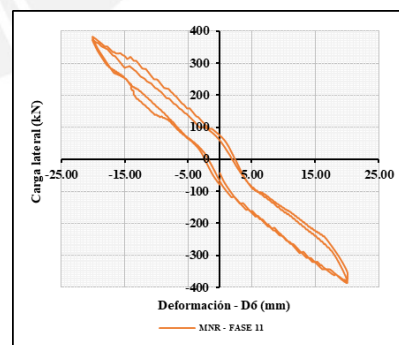


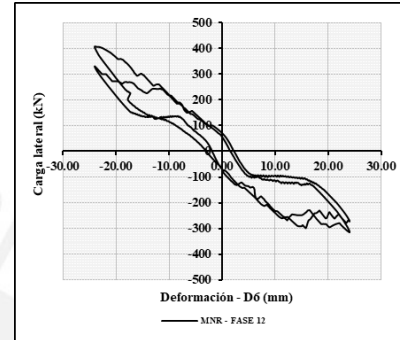
Tabla 8.20: Evolución del agrietamiento del muro no reforzado MNR en la Fase 12.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
12 (+)	1	24.00	10.00	-314.17
12 (-)	1	-24.00		328.66
12 (+)	2	24.00		-274.19
12 (-)	2	-24.00		405.40



Descripción:

El daño fue muy extendido en todo el muro con fisuras que superaron los 2.5 mm. Se tuvo fisuras inclinadas en todo el muro y se cayó un poco del tarrajeo en la esquina de la columna izquierda.



8. 4. 2. Comportamiento histerético del espécimen.

El mecanismo de falla se aprecia a través de los lazos histeréticos y, de esta manera, se analizó la rigidez lateral, su degradación y la capacidad de resistencia. Se presentan los lazos histeréticos y el muro MNR en estado último en la Figura 8.7. La falla fue por cortante en la fase 9 cuando se produjo el agrietamiento diagonal del muro a una deriva de 5%. Por ello, se consideró que el muro era irreparable en esta deriva.

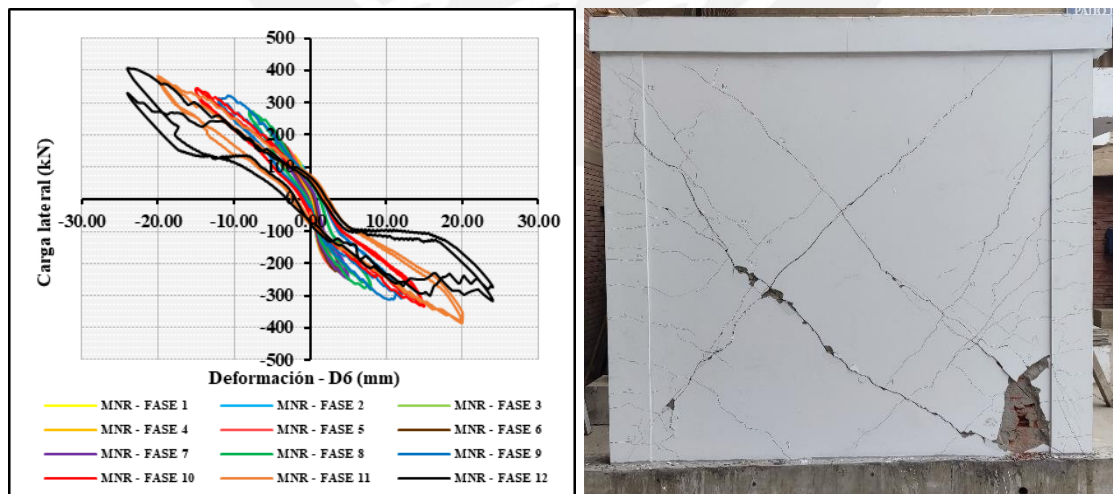


Figura 8.7: Comportamiento histerético del muro no reforzado MNR.

8. 4. 3. Curva envolvente de respuesta.

La curva envolvente de respuesta se obtiene mediante el promedio de los valores en los desplazamientos máximos de cada ciclo de cada fase. De esta manera, se presenta la curva envolvente del muro no reforzado MNR en la Figura 8.8. Se consideró que el estado último

ocurre en la fase 9 porque el agrietamiento luego de esta fue considerable y las fisuras fueron tales que el muro ya no era reparable. La línea vertical verde corresponde a un drift de 0.4‰ (Fase 2) y la línea vertical roja corresponde a un drift de 2‰ (Fase 7).

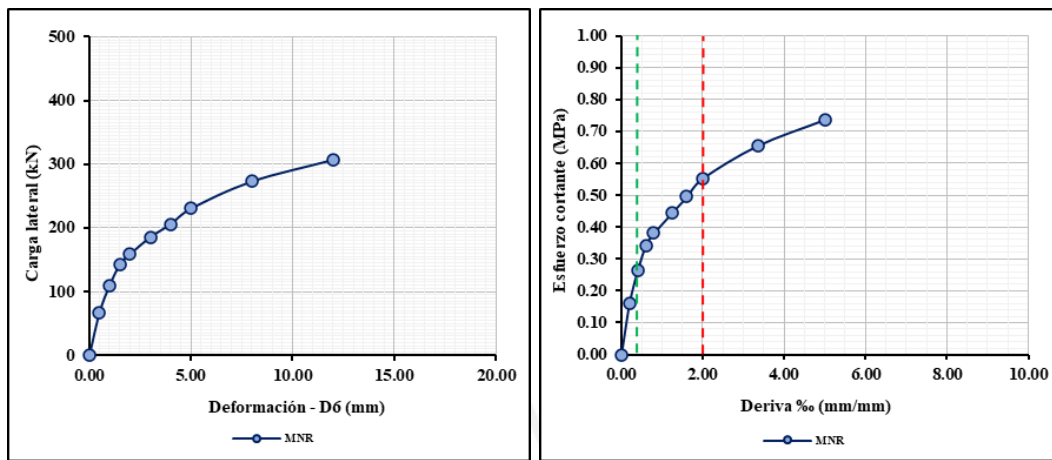


Figura 8.8: Curva envolvente de respuesta del muro MNR.

8. 4. 4. Degradación de la rigidez lateral.

Se pudo estimar, a través de una curva polinómica de quinto grado, que la rigidez lateral inicial K_0 fue 164 kN/mm. De esta manera, se pudo presentar la degradación de la rigidez en la Figura 8.9. Para el cálculo de la rigidez lateral, se consideró el valor promedio de la carga por fase y el desplazamiento lateral correspondiente. La degradación ocurre rápidamente y, para una deriva de 5‰, se tuvo una degradación al 16% del valor de la rigidez lateral inicial. Por otro lado, para una deriva de 0.4‰ (límite elástico), se redujo al 67% de K_0 y, para una deriva de 2‰, se redujo al 28% de K_0 . Al igual que en la sección 8.4.3, la línea vertical verde corresponde a un drift de 0.4‰ y la línea vertical roja corresponde a un drift de 2‰.

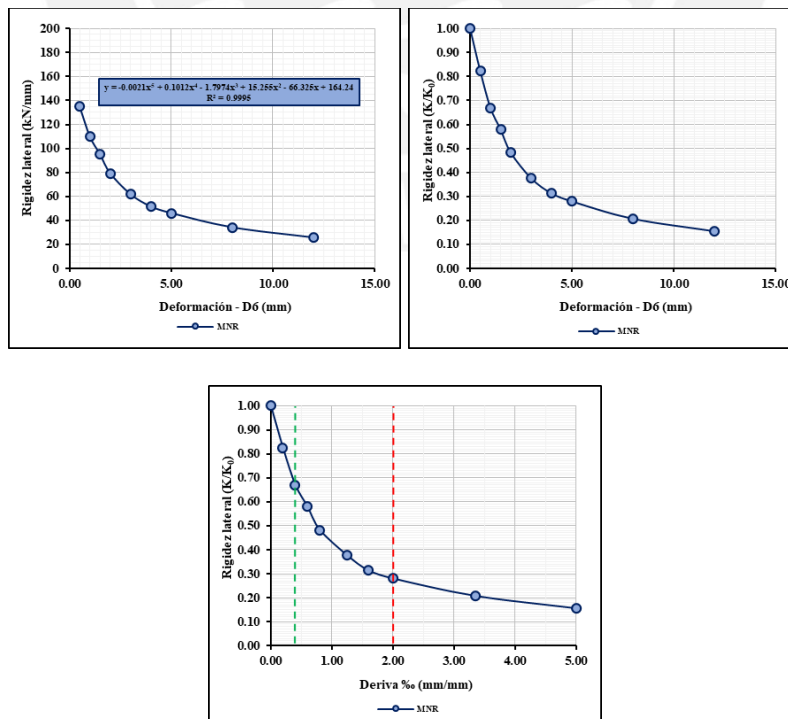


Figura 8.9: Rigidez lateral equivalente y la degradación bajo carga cíclica lateral para el muro no reforzado MNR.

8. 4. 5. Curva envolvente simplificada.

Para la obtención de la curva simplificada, se siguió la sugerencia de Díaz (2021) para la determinación de tres puntos notables y, de esta manera, comparar los valores de resistencia como presenta en la Figura 8.10. Se realizó esto con fines comparativos a otras investigaciones en ladrillo pandereta. Las sugerencias se mencionan a continuación y las líneas verticales verde y rojo son las indicadas en la sección 8.4.3 y 8.4.4.

- La fuerza de agrietamiento diagonal se produce cuando se obtiene el menor valor entre el resultado reportado en la investigación y el 60% de la fuerza máxima alcanzada. Se espera que, al término del límite elástico, se tenga una degradación considerable de la rigidez lateral.
- La fuerza máxima es el máximo valor que se encuentra gráficamente.
- La fuerza última es aquella que se obtiene como el 80% de la fuerza máxima alcanzada o la fuerza más cercana a esta, si es que el desplazamiento último está cerca del máximo. Se considera que los daños superiores a este límite son tales que están más allá de la reparabilidad del muro.

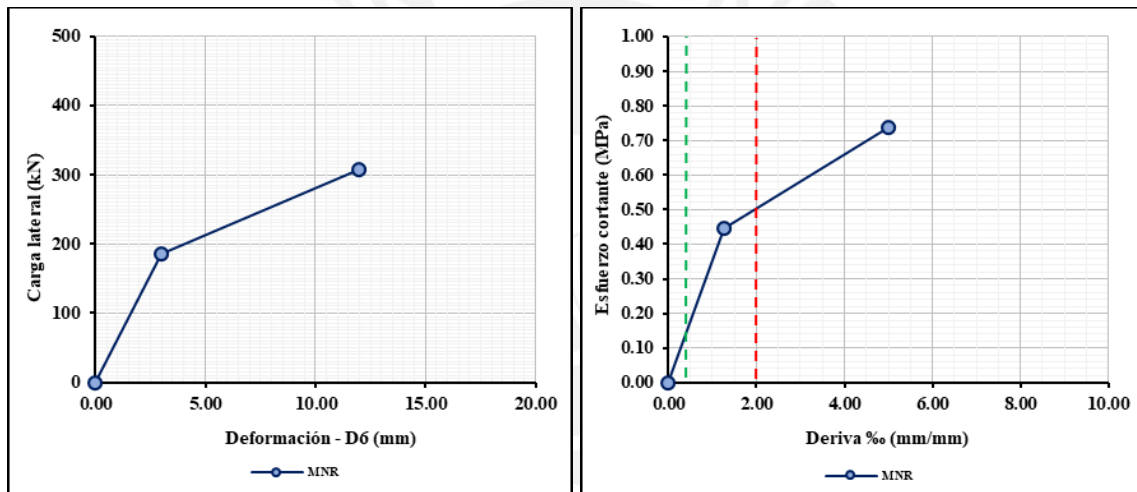


Figura 8.10: Curva simplificada del muro no reforzado MNR.

8. 5. Comportamiento y evolución del daño del muro reforzado

Al igual que en la anterior sección, se realiza la descripción del ensayo del muro reforzado MR y se muestran los resultados relevantes.

8. 5. 1. Descripción del daño y mecanismo de falla.

Se realiza la explicación del ensayo y el progreso del daño y mecanismo de falla a través de fotos y gráficos (Ver desde la Tabla 8.21 hasta la Tabla 8.32).

Tabla 8.21: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 1.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
1 (+)	1	0.50	0.20	-67.31
1 (-)	1	-0.50		95.74
1 (+)	2	0.50		-73.96
1 (-)	2	-0.50		101.78



Descripción:

No se presentaron fisuras perceptibles. El muro tuvo comportamiento elástico.

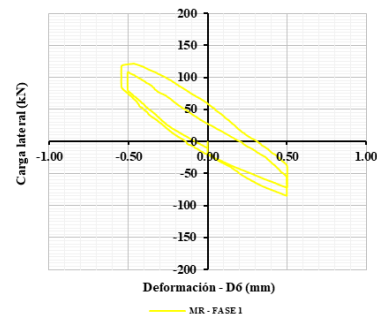


Tabla 8.22: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 2.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
2 (+)	1	1.00	0.40	-121.53
2 (-)	1	-1.00		146.35
2 (+)	2	1.00		-129.98
2 (-)	2	-1.00		137.84



Descripción:

No se presentaron fisuras perceptibles. El muro tuvo comportamiento elástico.

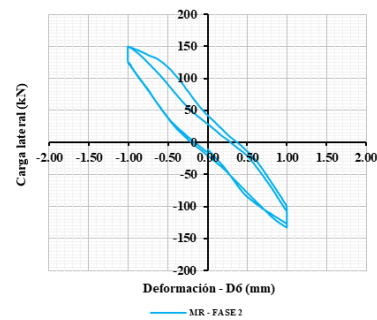


Tabla 8.23: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 3.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
3 (+)	1	1.50	0.60	-160.97
3 (-)	1	-1.50		174.00
3 (+)	2	1.50		-158.56
3 (-)	2	-1.50		169.99



Descripción:

No se presentaron fisuras perceptibles.

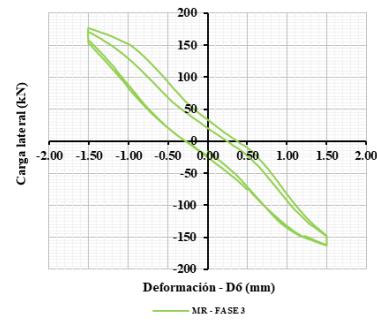


Tabla 8.24: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 4.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
4 (+)	1	2.00	0.80	-173.07
4 (-)	1	-2.00		189.02
4 (+)	2	2.00		-171.95
4 (-)	2	-2.00		185.70



Descripción:

Se tuvieron fisuras horizontales en la mitad inferior de las columnas y estas tuvieron un espesor menor a 0.05 mm.

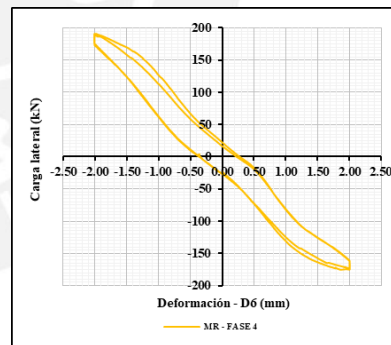


Tabla 8.25: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 5.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
5 (+)	1	3.00	1.25	-193.58
5 (-)	1	-3.00		209.89
5 (+)	2	3.00		-181.94
5 (-)	2	-3.00		215.45



Descripción:

Se tuvieron fisuras horizontales en la zona inferior de las columnas y estas tuvieron un espesor menor a 0.05 mm.

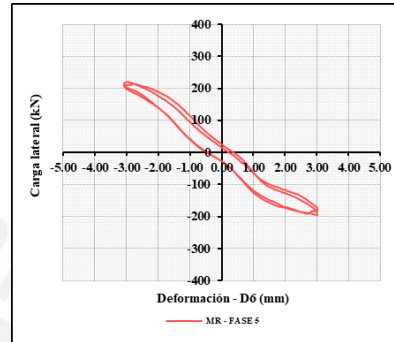


Tabla 8.26: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 6.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
6 (+)	1	4.00	1.60	-208.21
6 (-)	1	-4.00		246.33
6 (+)	2	4.00		-213.24
6 (-)	2	-4.00		240.36



Descripción:

Se presentaron más fisuras horizontales en las columnas de confinamiento. El espesor de las fisuras fue 0.05 mm.

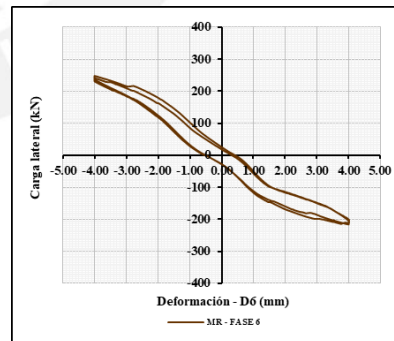


Tabla 8.27: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 7.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
7 (+)	1	5.00	1.60	-232.16
7 (-)	1	-5.00		246.33
7 (+)	2	5.00		-231.17
7 (-)	2	-5.00		253.41



Descripción:

Se presentaron fisuras horizontales en las columnas de confinamiento. El espesor de las fisuras 0.05 mm.

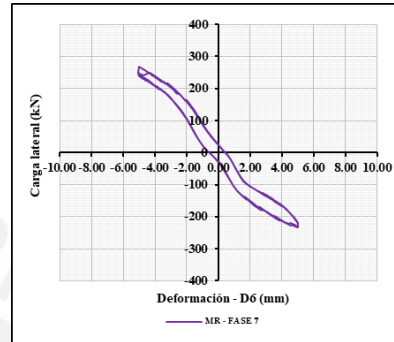


Tabla 8.28: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 8.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
8 (+)	1	8.00	3.35	-282.31
8 (-)	1	-8.00		314.44
8 (+)	2	8.00		-278.77
8 (-)	2	-8.00		304.25



Descripción:

Se presentaron fisuras inclinadas que se extendieron por la albañilería. El espesor de las fisuras fue 0.30 mm.

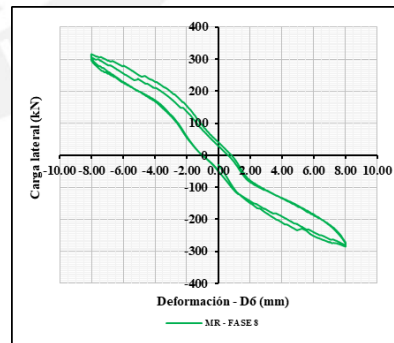


Tabla 8.29: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 9.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
9 (+)	1	12.00	5.00	-328.03
9 (-)	1	-12.00		355.44
9 (+)	2	12.00		-299.20
9 (-)	2	-12.00		258.08



Descripción:

Se presentaron fisuras inclinadas y horizontales que se extendieron por la albañilería. El espesor de las fisuras fue 0.40 mm.

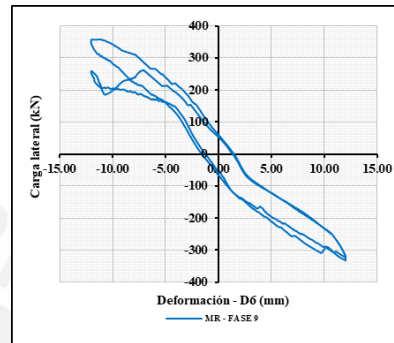
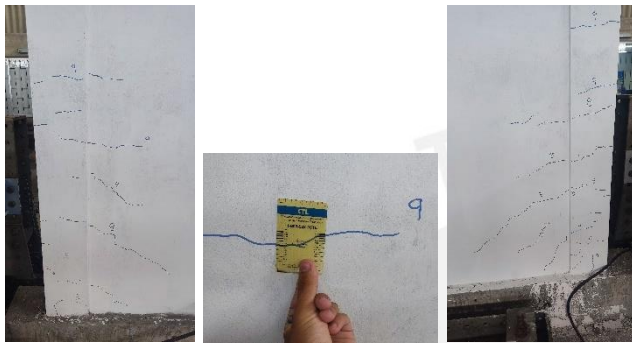


Tabla 8.30: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 10.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
10 (+)	1	15.00	6.20	-209.40
10 (-)	1	-15.00		269.89
10 (+)	2	15.00		-214.61
10 (-)	2	-15.00		278.69



Descripción:

No se apreció extensión de alguna fisura en la albañilería ni en las columnas. Se tuvo reducción de la carga lateral.

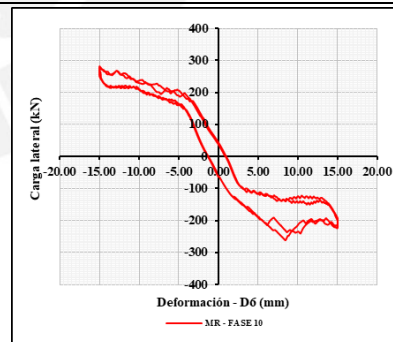


Tabla 8.31: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 11.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
11 (+)	1	20.00	8.30	-219.82
11 (-)	1	-20.00		264.86
11 (+)	2	20.00		-211.58
11 (-)	2	-20.00		350.41



Descripción:

Se produjeron algunas fisuras adicionales pequeñas en la mitad inferior de la columna izquierda.

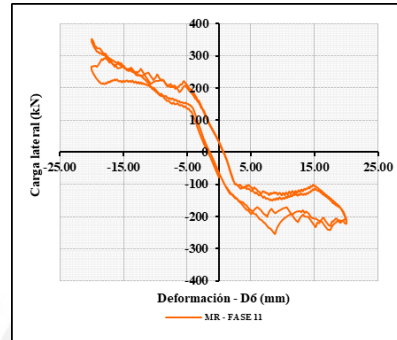


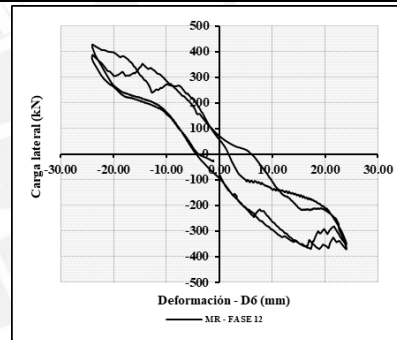
Tabla 8.32: Evolución del agrietamiento del muro reforzado MR en la Fase 12.

Fase	Ciclo	D6 (mm)	Drift % (mm/mm)	Carga lateral (kN)
12 (+)	1	24.00	10.00	-350.87
12 (-)	1	-24.00		425.88
12 (+)	2	24.00		-368.22
12 (-)	2	-24.00		376.28



Descripción:

Se tuvo algunas fisuras inclinadas en la albañilería y fisuras horizontales en las columnas. Su espesor fue menor a 0.50 mm.



8. 5. 2. Comportamiento histerético del espécimen.

Se presentan los lazos histeréticos y el muro MR en estado último en la Figura 8.11. La falla fue por flexión y el estado último se estableció cuando, para deformaciones grandes, la carga resistida bajó un 80% de la carga máxima.

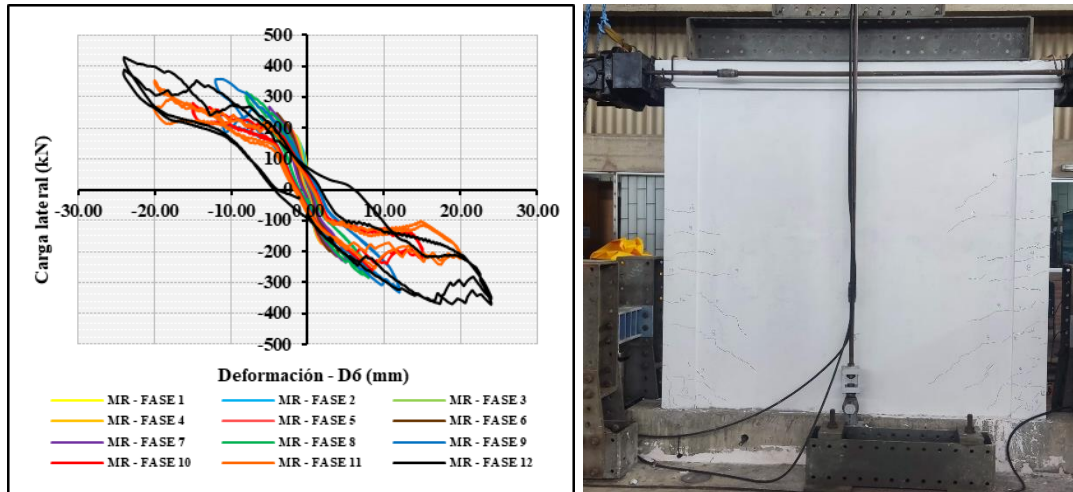


Figura 8.11: Comportamiento histerético del muro reforzado MR.

8.5.3. Curva envolvente de respuesta.

Se presenta la curva envolvente del muro reforzado MR en la Figura 8.12. Se consideró que el estado último ocurre en la fase 10 porque se produjo la reducción en 20% de la carga lateral máxima alcanzada en esta fase. La línea vertical verde corresponde a un drift de 1.25% (Fase 5) y la línea vertical roja corresponde a un drift de 5% (Fase 9).

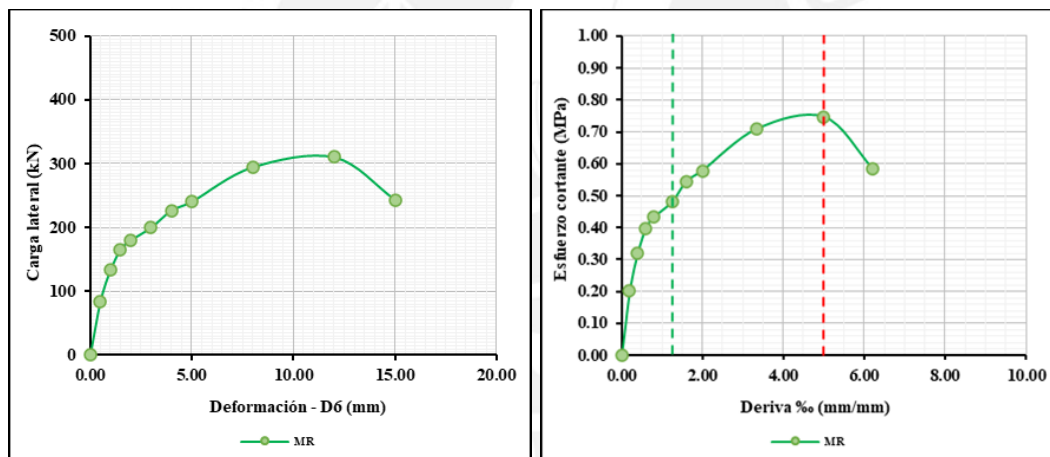


Figura 8.12: Curva envolvente de respuesta del muro MR.

8.5.4. Degradación de la rigidez lateral.

Se pudo estimar, a través de una curva polinómica de quinto grado, que la rigidez lateral inicial K_{0R} fue 213 kN/mm. De esta manera, se pudo presentar la degradación de la rigidez en la Figura 8.13. Para el cálculo de la rigidez lateral, se consideró el valor promedio de la carga por fase y el desplazamiento lateral correspondiente. La degradación también ocurre rápidamente y, para una deriva de 5%, se tuvo una degradación al 12% del valor de la rigidez lateral inicial. Por otro lado, para una deriva de 1.25% (límite elástico), se redujo al 31% de K_{0R} y, para una deriva de 6.2%, se redujo al 8% de K_{0R} . Al igual que en la sección 8.5.3, la línea vertical verde corresponde a un drift de 1.25% y la línea vertical roja corresponde a un drift de 5%.

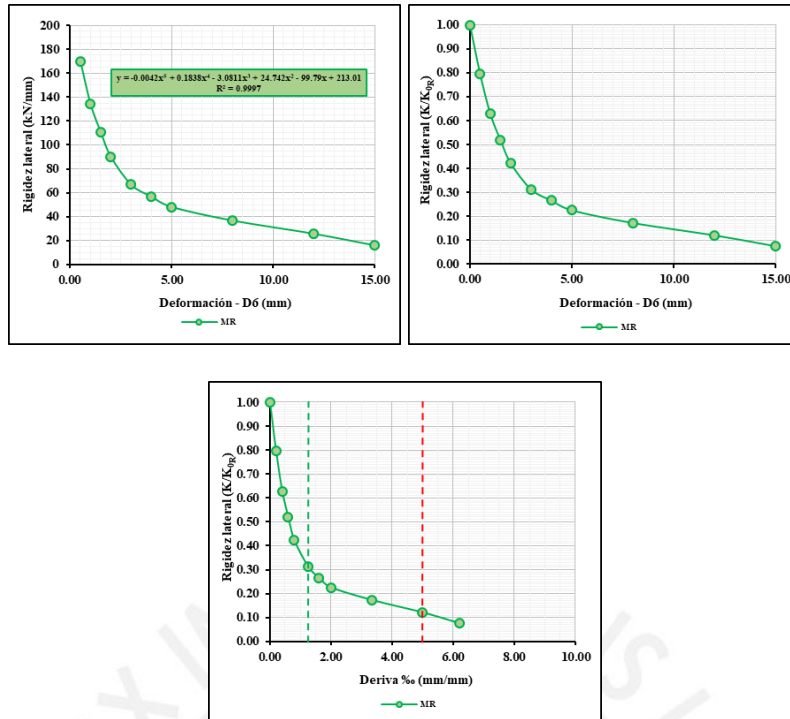


Figura 8.13: Rigidez lateral equivalente y la degradación bajo carga cíclica lateral para el muro reforzado MR.

8.5.5. Curva envolvente simplificada.

Para la obtención de la curva simplificada, se siguió la sugerencia de Díaz (2021) para la determinación de tres puntos notables y, de esta forma, comparar los valores de resistencia como presenta en la Figura 8.14. Las sugerencias fueron las mismas que para el caso del muro no reforzado MNR y las líneas verticales verde y rojo son las indicadas en la sección 8.5.3 y 8.5.4.

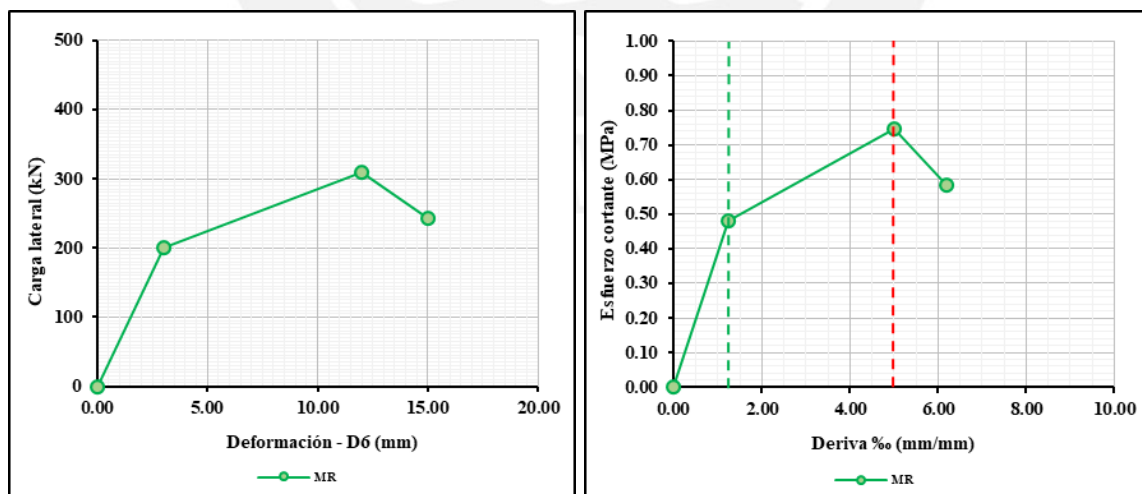


Figura 8.14: Curva simplificada del muro reforzado MR.

Capítulo 9. Comparación con otros ensayos en ladrillos pandereta

Se presentan las comparaciones entre los resultados de ensayos de muros de ladrillo pandereta con junta de 10 a 15 mm y los resultados de esta investigación. Se tuvo en cuenta las consideraciones de Díaz (2021) para la comparación entre curvas simplificadas.

9. 1. Comparación entre muros no reforzados con carga axial

La finalidad de la comparación es determinar el incremento o disminución respecto a ensayos de muros no reforzados con junta normativa y sometidos a carga axial. Se presenta la Tabla 9.1 con la información recopilada por Díaz (2021). Se afirma que se obtuvo un valor de esfuerzo cortante de agrietamiento de 0.30 MPa para una deriva de agrietamiento promedio de 0.4%. Se consiguió un valor de esfuerzo cortante promedio máximo de 0.50 MPa para una deriva máxima promedio de 2.1%. Asimismo, de acuerdo a las consideraciones de elaboración de curvas simplificadas y los resultados de las investigaciones, no se llegó a la deriva máxima inelástica de 5% de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente (2019) para este tipo de edificaciones.

Tabla 9.1: Características de los muros confinados no reforzados de ladrillo industrial pandereta con carga axial con junta normativa (Díaz, 2021).

Características y parámetros de interés	MNRI-CCA-D	MNRI-CCA-LS	MNRI-CCA-C	MNRI-CCA-Z
Autor	Díaz et al. (2017)	Lazares y Salinas (2007)	CISMID (2017b, 2017a)	Zavala et al. (2014)
Espesor de junta en muro (mm)	No precisa.	No precisa.	15	No precisa.
Relación cemento – arena (mortero de asentado)	No precisa.	No precisa.	1:6	No precisa.
Área de corte del muro (m ²)	0.264	0.318	0.286	0.288
$f'b$ (MPa)	No realizó.	3.50	3.50	No realizó.
$f'm$ (MPa)	2.20	2.20	1.70	3.00
$v'm$ (MPa)	No realizó.	0.70	0.40	No realizó.
Esfuerzo cortante de agrietamiento (MPa)	0.30	0.30	0.30	0.30
Deriva de agrietamiento ‰ (mm/mm)	0.3	0.4	0.5	0.4
Esfuerzo cortante máximo (MPa)	0.50	0.50	0.50	0.40
Deriva máxima ‰ (mm/mm)	1.4	3.4	2.3	1.3
Esfuerzo cortante último (MPa)	0.40	0.40	0.40	0.40
Deriva última ‰ (mm/mm)	2.2	4.8	4.3	2.6
Carga axial (kN)	100.00	118.40	140.00	200.00

Se presentan las curvas simplificadas incluyendo el resultado del muro MNR de esta investigación en la Figura 9.1. Para el caso del muro MNR, la deriva de 0.4% tiene una reducción al 67% del valor de la rigidez lateral inicial y un valor de esfuerzo cortante de 0.30 MPa. Este valor es similar que en los casos de muros reforzados con carga axial y junta de 15 mm. Sin embargo, se puede considerar que el daño no fue extendido ya que no se presentaron fisuras visibles para ese desplazamiento objetivo de 1 mm y la reducción de la rigidez lateral no fue considerable. Asimismo, las fisuras inclinadas a lo largo de la albañilería aparecieron recién para una deriva de 3.35%. Se puede afirmar que el valor elevado de esfuerzo cortante de agrietamiento estimado al 60% de la carga máxima alcanzada (0.50 MPa) se debió a los 25 mm de tarrajeo por ambas caras. El tarrajeo no tuvo desprendimiento visible a pesar de que el muro tuvo reducción considerable de rigidez lateral a partir de la fase 4 de desplazamiento objetivo de 2 mm (0.8%) como se presentó en la Figura 8.9. Por otro lado, el ensayo se realizó hasta una deriva de 10% y se decidió considerar que, a pesar que la carga lateral aumentaba, el estado último irreparable se llegó en la fase 9 (5%) ya que se tuvo un daño considerable

visualmente desde esa fase y la rigidez lateral llegó a un valor de reducción al 16% de la rigidez lateral inicial. Por lo tanto, se puede proponer que el exceso de resistencia se debe a que el tarrajeo de ambas caras con dosificación 1:4 funcionó aumentando el espesor y, para ello, estudios complementarios experimentales y analíticos se deben realizar. Asimismo, la línea verde discontinua corresponde a una deriva de 0.4‰ y la línea roja discontinua corresponde a una deriva de 2‰.

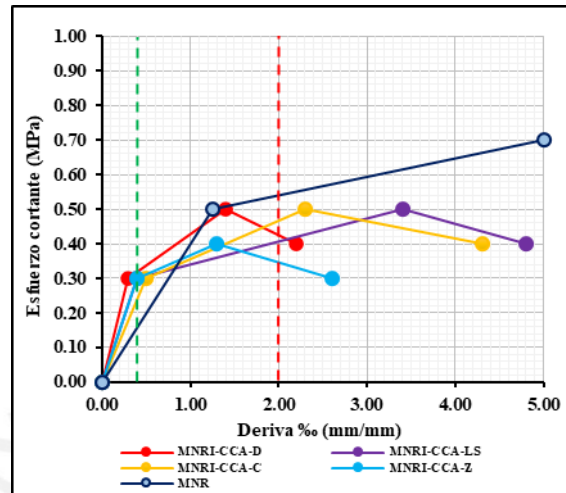


Figura 9.1: Curvas de capacidad simplificadas de muros confinados de ladrillo industrial pandereta no reforzados con carga axial.

9. 2. Comparación entre muros reforzados con carga axial

La finalidad de la comparación es determinar el incremento respecto a ensayos de muros reforzados con junta normativa y sometidos a carga axial. Se presenta la Tabla 9.2 con la información recopilada por Díaz (2021). Se afirma que el valor de esfuerzo cortante de agrietamiento promedio fue 0.60 MPa. Se consiguió un valor de esfuerzo cortante promedio máximo de 1.00 MPa para una deriva máxima promedio de 5‰. Asimismo, de acuerdo a las consideraciones de elaboración de curvas simplificadas y los resultados de las investigaciones, se llegó a la deriva máxima inelástica de 5‰ de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente (2019) para este tipo de edificaciones.

Tabla 9.2: Características de los muros confinados reforzados de ladrillo industrial pandereta con carga axial con junta normativa (Díaz, 2021).

Características y parámetros de interés	MRI-CCA-D	MRI-CCA-1-M	MNRI-CCA-2-M
Autor	Díaz et al. (2017)	Quiun y Mamani (2017)	
Espesor de junta en muro (mm)	No precisa.	15	
Relación cemento – arena (mortero de asentado)	No precisa.	1:4	
Área de corte del muro (m ²)	0.374	0.352	
$f'b$ (MPa)	No precisa.	5.60	
Esfuerzo cortante de agrietamiento (MPa)	0.50	0.60	0.70
Deriva de agrietamiento ‰ (mm/mm)	0.6	1.4	2.0
Esfuerzo cortante máximo (MPa)	0.80	1.00	1.20
Deriva máxima ‰ (mm/mm)	3.4	5.5	6.1
Esfuerzo cortante último (MPa)	0.80	0.80	0.90
Deriva última ‰ (mm/mm)	5.0	8.1	8.1
Carga axial (kN)	100.00	110.00	160.00

Se presentan las curvas simplificadas para este caso incluyendo el resultado del muro MR de esta investigación en la Figura 9.2. El esfuerzo cortante promedio de agrietamiento de muros reforzados con malla electrosoldada de junta normativa (0.60 MPa) es 1.2 veces mayor del esfuerzo de agrietamiento de la presente investigación del muro MR (0.50 MPa). La deriva de agrietamiento resulta ser la misma para todos los casos, que fue 1.25%. También, el esfuerzo cortante promedio máximo de muros reforzados con malla electrosoldada de junta normativa (1.00 MPa) es 1.25 veces mayor del esfuerzo de agrietamiento de la presente investigación del muro MR (0.80 MPa). Es necesario mencionar que, luego de la caída de la carga lateral en la fase 10 (6.2%), se tuvo una recuperación de la carga lateral en las dos últimas fases. Sin embargo, se consideró que se llegó al límite último en la fase 10. La falla por flexión fue garantizada por el refuerzo en ambas caras y el tarrajeo de 25 mm. Por ello, las fisuras fueron muy pequeñas y el muro se podría reparar sin problema alguno; es decir, el daño no fue considerable y la falla fue dúctil, lo cual permitió que la trituración de los ladrillos sea contenida y que el muro resistiera mayores esfuerzos sin colapsar. Asimismo, la línea verde discontinua corresponde a una deriva de 1.25% y la línea roja discontinua corresponde a una deriva de 5%.

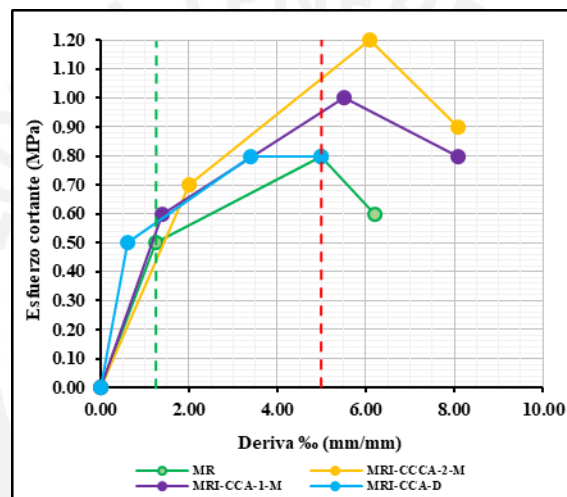


Figura 9.2: Curvas de capacidad simplificada de muros confinados de ladrillo industrial pandereta reforzados con carga axial.

9. 3. Comparación entre muros reforzados y no reforzados con carga axial

Se presenta la comparación entre las investigaciones recopiladas por Díaz (2021) y la presente investigación como se muestra en la Figura 9.3. Se puede apreciar que el muro MNR está por encima de los resultados con junta de 15 mm. Esto se debe a que el muro tuvo un tarrajeo de 25 mm por ambas caras y que, además, el proceso de curado y constructivo fueron similares a los que se realizan sin supervisión ingenieril. De esta manera, se justifica que, para los cálculos de esfuerzos cortantes, se consideró como espesor del muro incluyendo el tarrajeo. Asimismo, los resultados del muro MR son menores que los resultados con junta de 15 mm. Se tiene que la resistencia se redujo en 25% respecto a los de la junta de 15 mm. Por lo tanto, a pesar de la variabilidad del proceso constructivo, mano de obra y los materiales, cuando se reforzó con malla electrosoldada por ambas caras se pudo evitar una falla abrupta y se obtuvo una falla por flexión.

Para el caso del muro MNR, se necesitan realizar mayores estudios si las capas de tarrajeo superiores a 20 mm garantizan un añadido a la resistencia de los muros. No obstante, se considera que un mortero con alto contenido de cemento (1:4) para tarrajeo de grueso espesor no puede reemplazar al refuerzo con malla electrosoldada, pero sí puede ser usado como sistema complementario al refuerzo de viviendas existentes en ciertos muros de una

edificación. Se tiene una menor rigidez en los muros reforzados que los no reforzados. Esto se debe a que los muros reforzados tienen un comportamiento dúctil con una menor rigidez. Este comportamiento se puede apreciar en materiales compuestos cuya finalidad es la disipación de energía y la capacidad de resistir mayores desplazamientos sin llegar al colapso.

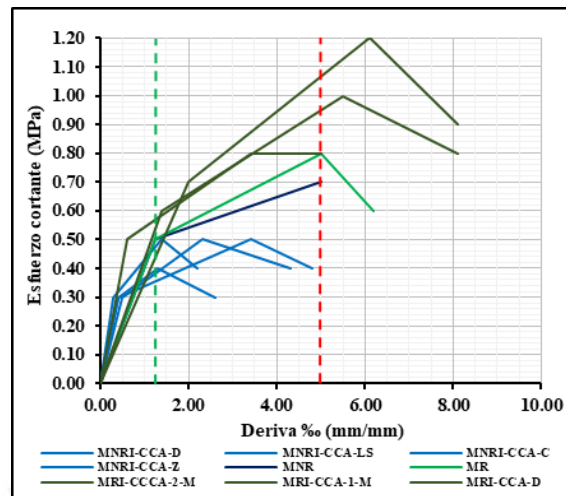


Figura 9.3: Comparación entre curvas de capacidad simplificada.

9. 4. Corroboración de correlaciones existentes para ladrillos pandereta

De acuerdo a Díaz (2021), se tienen las siguientes fórmulas en MPa sobre las propiedades mecánicas de la albañilería reforzada y no reforzada con junta de 15 mm (9.1 al 9.9).

$$E_m = 1\ 400f'm \quad \text{Eq. 9.1}$$

$$E_{m_R} = 2\ 000f'm_R \quad \text{Eq. 9.2}$$

$$G_m = 0.50E_m \quad \text{Eq. 9.3}$$

$$G_{m_R} = 0.30E_{m_R} \quad \text{Eq. 9.4}$$

$$v'm = 0.60\sqrt{f'm} \quad \text{Eq. 9.5}$$

$$f'm = 0.45f'b \quad \text{Eq. 9.6}$$

$$f'b = 2.00f'm \quad \text{Eq. 9.7}$$

$$v'm_R = 0.60\sqrt{f'm_R} \quad \text{Eq. 9.8}$$

$$f'm_R = 0.50f'b \quad \text{Eq. 9.9}$$

Estas fórmulas pueden servir para estimar los propiedades mecánicas de manera preliminar o para corroborar cálculos que se han realizado. De la misma forma, se presentan las fórmulas preliminares para la albañilería reforzada y no reforzada de 25 mm. Estas tienen que ser comprobadas o ajustadas eventualmente debido a que se necesitan más ensayos para dar confiabilidad a la estimación (9.10 al 9.15).

$$Em = 2\ 300f'm \quad \text{Eq. 9.10}$$

$$Em_R = 1\ 600f'm_R \quad \text{Eq. 9.11}$$

$$Gm = 0.45Em \quad \text{Eq. 9.12}$$

$$Gm_R = 0.80Em_R \quad \text{Eq. 9.13}$$

$$v'm = 0.45\sqrt{f'm} \quad \text{Eq. 9.14}$$

$$v'm_R = 0.45\sqrt{f'm_R} \quad \text{Eq. 9.15}$$



Capítulo 10. Conclusiones y futuras líneas de investigación

10. 1. Conclusiones

- Cuando se refuerzan pilas de ladrillo pandereta con malla electrosoldada y con junta y tarrajeo de 25 mm, se obtiene el cambio de una falla frágil a una falla dúctil sin que varíe la resistencia a compresión de pilas. Se obtuvo un valor aproximado de 2.80 MPa para ambos casos. Cuando se refuerzan muretes de ladrillo pandereta con malla electrosoldada y con junta y tarrajeo de 25 mm, se obtiene el cambio de una falla frágil y abrupta a una falla dúctil y progresiva sin que varíe la resistencia a compresión diagonal de muretes. Se obtuvo un valor aproximado de 0.80 MPa para ambos casos y este valor fue elevado debido al efecto de corte entre los alveolos de las unidades tubulares donde penetra el mortero. Esto significa que el refuerzo externo dota de ductilidad a los prismas, pero no mejora significativamente la resistencia.
- Para el caso del muro MNR, se pudo apreciar una deformación mayor en el centro de aplicación de la carga que en las columnas mientras se aplicaba monotónicamente 160 kN, que resultó ser 0.0574 mm y se tuvo un error del 3.5% (valor teórico de 0.0555 mm). Para el caso del muro MR, se pudo obtener que la deformación al medio fue 0.0213 mm y se tuvo un error del 49.9% (valor teórico de 0.0425 mm). Probablemente, este valor fue mucho menor que el teórico porque la zona de aplicación de carga no estuvo adecuadamente nivelada con capping de yeso – cemento.
- La relación entre el resultado obtenido del módulo de elasticidad del muro MNR (6 200 MPa) con respecto del de pilas (6 500 MPa) fue 0.95 aproximadamente, lo que implica que el módulo de elasticidad se puede obtener en especímenes pequeños (pilas no reforzadas) de manera confiable. Asimismo, la relación entre el resultado obtenido del módulo de elasticidad del muro MR (6 900 MPa) con respecto del de pilas (4 500 MPa) fue 1.5 aproximadamente, lo que implica que el módulo de elasticidad no se puede estimar en especímenes pequeños (pilas reforzadas) con seguridad. No se puede realizar una conclusión más sólida al respecto. Por lo tanto, se opta por no considerar esta comparación como válida hasta que se realicen otros ensayos necesariamente. También, se verificó la relación entre el módulo de corte obtenido en el ensayo del muro MR (4 600 MPa) respecto con el de muretes reforzados (3 700 MPa). La relación fue 1.2 aproximadamente, lo que significa que el módulo de corte no se puede obtener en especímenes pequeños (muretes reforzados) con buena aproximación.
- Respecto a la rotación por flexión, se pudo apreciar que, en el caso del muro MNR, la rotación por flexión fue mucho mayor que el muro MR para las últimas dos fases (fase 8 y fase 9) de acuerdo a lo que se señala en la Figura 10.1. En otras palabras, el muro MNR fue más inestable a partir de la fase 8 en adelante. Cabe resaltar que el área de corte en ambos casos fue la misma y la diferencia fue que un muro tenía refuerzo y el otro no.

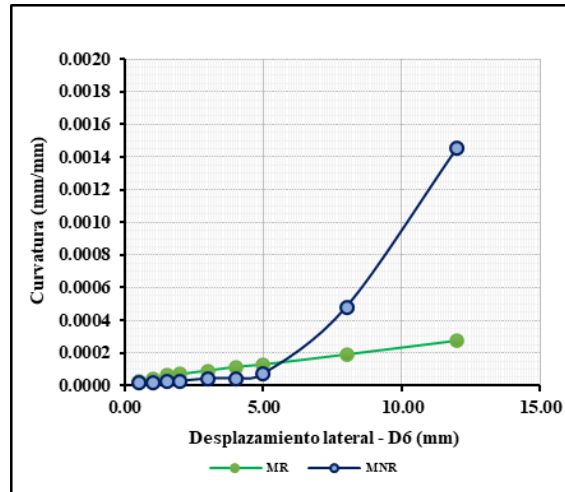


Figura 10.1: Variación de la rotación por flexión del borde superior del ensayo del muro MNR y el muro MR.

- Para el cálculo de la rigidez lateral del muro MNR, la degradación ocurre rápidamente y, para una deriva de 5‰, se tuvo una degradación al 16% del valor de la rigidez lateral inicial. Asimismo, para una deriva de 0.40‰ (límite elástico), se redujo al 67% de K_0 y, para una deriva de 2‰, se redujo al 28% de K_0 . Para el cálculo de la rigidez lateral del muro MR, la degradación también ocurre rápidamente y, para una deriva de 5‰, se tuvo una degradación al 12% del valor de la rigidez lateral inicial. Por otro lado, para una deriva de 1.25‰ (límite elástico), se redujo al 31% de K_{0R} y, para una deriva de 6.2‰, se redujo al 8% de K_{0R} . La degradación de la rigidez es mayor en el muro reforzado MR (ver Figura 10.2) a pesar de que puede resistir mayores desplazamientos laterales que el muro MNR.

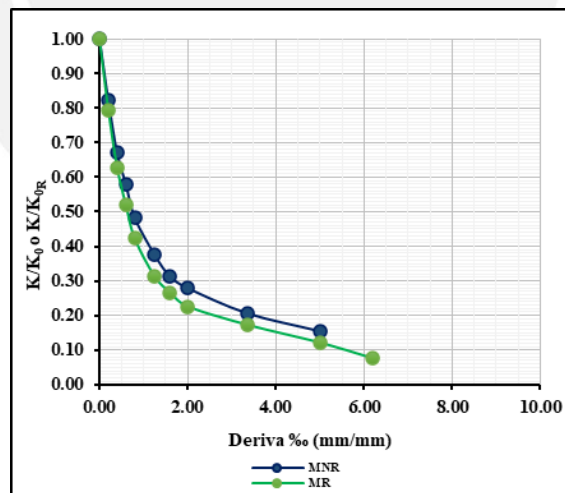


Figura 10.2: Variación de la rigidez lateral del muro MNR y el muro MR.

- Para el caso del muro MNR, la deriva de 0.4‰ tiene un valor de esfuerzo cortante de 0.30 MPa. Este valor es similar a los casos de muros reforzados con carga axial y junta de 15 mm. Sin embargo, se consideró que el daño no fue extendido ya que no se presentaron fisuras visibles para ese desplazamiento de 1 mm y la reducción de la rigidez lateral no fue considerable. Asimismo, las fisuras inclinadas a lo largo de la albañilería aparecieron recién para una deriva de 3.35‰. Se pudo afirmar que el valor elevado de esfuerzo cortante de agrietamiento estimado al 60% de la carga máxima

alcanzada (0.50 MPa) se debió a los 25 mm de tarrajeo por ambas caras. El tarrajeo no tuvo desprendimiento visible a pesar de que el muro tuvo reducción considerable de rigidez lateral a partir de la fase 4 de desplazamiento objetivo de 2 mm (0.8‰). Por otro lado, el ensayo se realizó hasta una deriva de 10‰ y se decidió considerar que, a pesar que la carga lateral aumentaba, el estado último irreparable se llegó en la fase 9 (5‰) ya que se tuvo un daño considerable visualmente desde esa fase y la rigidez lateral llegó a un valor de reducción al 16% de la rigidez inicial. Finalmente, se presentó una falla por corte en este muro (falla frágil e indeseable).

- Para el caso del muro MR, el esfuerzo cortante promedio de agrietamiento de muros reforzados con malla electrosoldada de junta normativa (0.60 MPa) es 1.2 veces mayor del esfuerzo de agrietamiento de la presente investigación del muro MR (0.50 MPa). La deriva de agrietamiento resultó ser la misma para todos los casos que fue 1.25‰. También, el esfuerzo cortante promedio máximo de muros reforzados con malla electrosoldada de junta normativa (1.00 MPa) es 1.25 veces mayor del esfuerzo de agrietamiento de la presente investigación del muro MR (0.80 MPa). Es necesario mencionar que, luego de la caída de la carga lateral en la fase 10 (6.2‰), se tuvo una recuperación de la carga lateral en las dos últimas fases (fase 11 y fase 12). Sin embargo, se consideró que se llegó al límite último en la fase 10. La falla por flexión fue garantizada por el refuerzo en ambas caras y el tarrajeo de 25 mm. Por ello, las fisuras fueron muy pequeñas y el muro se podría reparar sin problema alguno; es decir, el daño no fue considerable y la falla observada en el muro MR fue dúctil, lo cual permitió que la trituración de los ladrillos se contenga y no se desprendan los ladrillos y que el muro resistiera mayores esfuerzos sin colapsar.
- Se pudo apreciar que la curva simplificada del muro MNR está por encima de los resultados con junta de 15 mm. Esto se debe a que el muro tuvo un tarrajeo de 25 mm por ambas caras y que la dosificación de este mortero fue mayor en comparación a dosificaciones usuales de cemento – arena fina (1:6 a 1:8). De esta manera, se explica que, para los cálculos de resistencias, se consideró como espesor del muro incluyendo el tarrajeo. Los resultados del muro MR son menores que los resultados con junta de 15 mm. Se tiene que la resistencia se redujo en 25% respecto a los de la junta de 15 mm. Por lo tanto, a pesar del proceso constructivo, mano de obra y los materiales, cuando se reforzó con malla electrosoldada por ambas se pudo evitar una falla abrupta y se obtuvo una falla por flexión. En la Figura 10.3, se presentan las curvas de capacidad simplificadas que se compararon en esta investigación. Asimismo, los muros no reforzados registran mayor rigidez que los muros reforzados. Se puede definir que, cuando se refuerzan muros de albañilería con malla electrosoldada, se aumenta la ductilidad a cambio de que se reduzca ligeramente la rigidez.

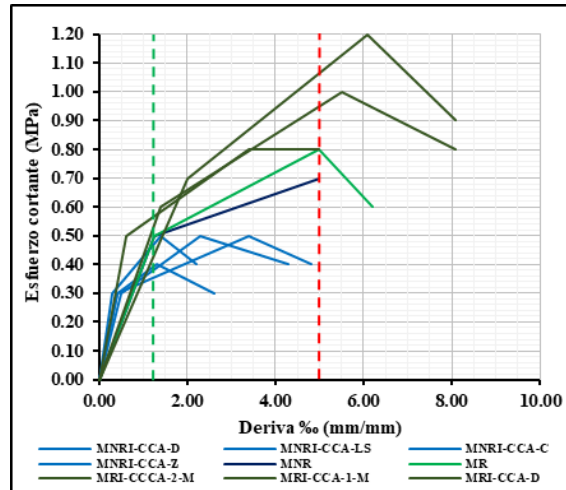


Figura 10.3: Comparación entre curvas de capacidad simplificada de muros de ladrillo pandereta.

- Se pudo validar el uso de malla electrosoldada por ambas caras para muros con junta de 25 mm. Sin embargo, es necesario realizar ensayos adicionales para realizar campañas de refuerzo de viviendas existentes de ladrillo pandereta con justificaciones bien sustentadas.

10. 2. Líneas de investigación

- Estudio experimental de muros cuadrados y rectangulares no reforzados con junta de 25 mm y tarrajeo de 25 mm con y sin carga axial
- Estudio experimental de muros cuadrados y rectangulares reforzados por ambas caras con malla electrosoldada con junta de 25 mm y tarrajeo de 25 mm con y sin carga axial
- Estudio experimental de muros cuadrados y rectangulares reforzados por una cara con malla electrosoldada con junta de 25 mm y tarrajeo de 25 mm con y sin carga axial
- Estudio analítico de muros reforzados y no reforzados por una o ambas caras con malla electrosoldada de junta de 25 mm
- Reforzamiento de viviendas existentes con técnica validada con refuerzo por una o ambas caras

Capítulo 11. Referencias bibliográficas

- Alcocer, S., Hernández, H., & Sandoval, H. (2013). Envoltorio de resistencia lateral de piso para estructuras de mampostería confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 89, 24–54. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0185-092X2013000200002&script=sci_abstract&tlng=pt
- American Society for Testing and Materials. (2018). *Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete*. https://doi.org/10.1520/A1064_A1064M-18a
- American Society for Testing and Materials. (2021a). *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms - ASTM C1314-21*. <https://doi.org/10.1520/C1314-21>
- American Society for Testing and Materials. (2021b). *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*. https://doi.org/10.1520/E0519_E0519M-21
- American Society for Testing and Materials. (2022a). *Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement 1*. https://doi.org/10.1520/A0615_A0615M-22
- American Society for Testing and Materials. (2022b). *Standard Specification for Portland Cement*. https://doi.org/10.1520/C0150_C0150M-22
- Angles, P. (2008). *Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla*. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/144>
- Applied Technology Council. (2007). *Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components - FEMA 461*. www.ATCouncil.org
- Barr, K., & Pineda, C. (2011). *Control de la trituración de los ladrillos huecos mediante malla de refuerzo en muros de albañilería confinada sujetos a carga lateral cíclica*. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/946>
- Bazalar, J., & Espinoza, C. (2021). *Estudio y comparación del comportamiento mecánico de prismas de albañilería tubular reforzada*. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/20088>
- Cevallos, O. M., & Diaz, V. J. (2018). *Reforzamiento estructural de muros de ladrillo pandereta con mallas para tarrajeo y electrosoldada* [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/12907>
- CISMID. (2017a). *Ensayos de muros a escala real y la elaboración de las correspondientes curvas de fragilidad orientados a desarrollar conocimiento referido al comportamiento sísmico de muros de albañilería informal y posibilitar la estimación de pérdidas para un escenario sísmico. Informe No. 2*.
- CISMID. (2017b). *Ensayos de muros a escala real y la elaboración de las correspondientes curvas de fragilidad orientados a desarrollar conocimiento referido al comportamiento sísmico de muros de albañilería informal y posibilitar la estimación de pérdidas para un escenario sísmico. Informe No. 3*.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales. (2019). *Análisis, diseño y construcción de edificaciones de mampostería estructural*.
- Díaz, C. (2021). *Modelo elastoplástico para la estimación de la capacidad por corte de muros de ladrillo pandereta*. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/19466>
- Díaz, M., Zavala, C., Gallardo, J., & Lavado, L. (2017). Experimental study of non-engineered confined masonry walls retrofitted with wire mesh and cement-sand mortar. *16th World Conference on Earthquake*. <https://www.researchgate.net/publication/314282064>

- Echevarría, G., & San Bartolomé, Á. (1985). *Ensayos de carga lateral en muros de albañilería confinada - efectos de la carga vertical -*.
- Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual. (2004). *Norma Técnica Peruana - NTP 399.621 - UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Método de ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería.*
- Instituto Nacional de Estadística. (2018). *Perú: Perfil sociodemográfico. Informe nacional.* https://www.inei.gov.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1539/libro.pdf
- Lazares, F., & Salinas, R. (2007). La albañilería tubular y su uso en viviendas en zonas sísmicas. *Conferencia Internacional En Ingeniería Sísmica.* <https://www.researchgate.net/publication/239536382>
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento – SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería.* <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento – SENCICO. (2019). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.* https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856_opt.pdf
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento – SENCICO. (2020). *Propuesta de Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería.*
- Pari, S., & Manchego, J. (2017). *Análisis experimental de muros de albañilería en viviendas de baja altura en Lima, Perú.* <http://hdl.handle.net/20.500.12404/8662>
- Quiun, D., Alferez, K., & Quinto, D. (2005). Reforzamiento estructural de muros de albañilería de bloques artesanales de concreto. *15 Congreso Nacional de Ingeniería Civil – Ayacucho 2005.*
- Quiun, D., & Mamani, P. (2017). Cyclic load behavior of confined masonry walls of horizontally-hollow bricks retrofitted with wire meshes. *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017.* <http://www.wcee.nicee.org/wcee/article/16WCEE/WCEE2017-3099.pdf>
- Sáenz, L. (2016). *Comportamiento sísmico de tabiques contruidos con ladrillos pandereta.* <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6861>
- San Bartolomé, Á. (1983). Ensayos de carga lateral cíclica en muros de albañilería confinada - correlación de resultados entre especímenes a escala natural y probetas pequeñas -. *COLLOQUIA '83, XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural.*
- San Bartolomé, Á. (1994). *Construcciones de albañilería - Comportamiento sísmico y diseño estructural -*. Pontificia Universidad Católica del Perú. <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/72>
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., Araoz, T., & Velezmoro, J. (2013). Seismic reinforcement of existing walls made of horizontally-hollow bricks. *12th Canadian Masonry Symposium.* <https://www.researchgate.net/publication/287975386>
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., & Silva, W. (2018). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería.*
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., & Torrealva, D. (1992). Seismic behaviour of a three-story half-scale confined masonry structure. *Earthquake Engineering Tenth World Conference - Madrid, Spain.*
- Zavala, C., Lavado, L., Taira, J., Cardenas, L., & Diaz, M. (2014). Comparison of behaviors of non-engineered masonry tubular block walls and solid engineered walls. *Journal of Disaster Research*, 9(6), 1021–1025.
- Zúñiga Cuevas, O., & Terán Gilmore, A. (2008). Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 79, 25–48.